République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment en (RDC+5 étages) à usage culturel (bibliothéque)

Etudié par :

AISSANI Djamel
SAIDANI Khaled

Encadré par :

TALAICHE Zoheir

Promotion Juin 2018


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCEMEN

Au premier lieu, الحمد لله و الشكر لله شكرا يليق بجلال وجهه و عظيم سلطانه

Et tout d'abord, nous tenons à remercier nos chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier notre promoteur M^r**. TALAICHE Zoheir** pour leurs aides et leurs orientations précieuses.

Notre gratitude à tous les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nos sincères remerciements s'adressent également à tous l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribués à notre formation.

Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicaces

C’est avec un grand honneur que je dédié ce modeste travail aux personnes les plus chère au monde après mon dieu pour leur sacrifice :

A Mes chère parents que dieu les gardes et préserve

A Mes sœurs

A Mes frères

A tout la famille « AISSANI»

Je remercie mon ami et binôme Khaled qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail.

A Mes amis intimes

A Mes chers copains

Et enfin a tous mes collègues de 2émes année master génie civile promotion 2017/2018

Djamel

Dédicaces

Je remercie ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour accomplir ce modeste travail.

Et avec un très grand honneur que je dédie ce travail aux personnes les plus chères au monde pour leurs sacrifices :
A Mes chères parents que dieu les gardes et préserve.

A Ma sœur

A Mes frères.

A toute la famille « SAIDANI»

Je remercie mon ami et binôme Djamel qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail.

A Mes amis intimes

A Mes chers copains

Et enfin a tous mes collègues de 2émes année master génie civile promotion 2017/2018

Khaled

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال ثقافي مكونة من (طابق أرضي +خمسة طوابق) والمقرر بناؤها في إطار إنشاء مكتبة بالجزائر العاصمة والمصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا .(III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«SAP2000»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage culturale (RDC+cinq étages) qui sera implanté à ALGER dans le cadre de la création d'une bibliothèque, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP 2000 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project is a study of a building for cultural (ground + five stories), will be implanted at ALGEIRS city in the setting of the creation of a library; this region is classified in the zone of high seismicity III

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP 2000 ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage 2
I.2. Description de l'ouvrage : 2
I.3 : Conception Structurelle : 2
I.3.1 Choix du contreventement : 2
I.3.2 Planchers : 2
I.3.3 Maçonnerie : 2
I.3.4 Revêtement : 2
I.3.5 L'acrotère : 3
I.3.6 Les escaliers : 3
I.3.7 L'infrastructure : 3
I.4 Caractéristique des matériaux : 3
I.4.1 Béton : 3
I.4.1.a.Caractéristique du béton : 3
I.4.1.b. Ciment : 3
I.4.1.c. Granulat 3
I.4.1.d. Eau de gâchage 3
I.4.1.e. La résistance de béton fc28 3
I.4.2.Caractéristiques Mécaniques de Béton : 3
I.4.2.b.Résistance à la traction : 4
I.4.2.c. Module de déformation longitudinale au béton : 4
I.4.2.d.Module d'élasticité transversale : 4
I.4.2.e.La contrainte de calcul béton comprimé : 4
1.4.3 Acier 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II-1- Introduction : 6
II-2- Pré dimensionnement des planchers : 6
II-3-Evaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations : 7
II-3-1-Charges permanentes : 7
II-3-2-Surcharges d'exploitation : 10
II-4-Pré dimensionnement des poutres : 10
II-5-Pré dimensionnement des poteaux : 11
II.5.1. les Etapes de pré dimensionnement : 11
II.5.2. Choisir le poteau le plus sollicité. 12

II.5.3. Dimensions des poteaux : 12
II.5.4. la surface reprise par le poteau : 13
II.5.5. Détermination des charges et surcharges : 14
II.5.5. Vérification selon le RPA.99 version 2003. 15
II.5.5. Vérification aux zones nodales 16
II-6-Pré dimensionnement des voiles : 16

CHAPITRE III : calcule des éléments secondaires

III.1. L'Acrotère : 18
III.1.1. Principe de calcul : 18
III-1-2 Evaluation des charges et surcharges : 18
III.1.3. Détermination des efforts : 18
III.1.4. Calcul de ferraillage : 18
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant : 20
III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 20
III.2. Les escaliers : 20
III.2.1. Etudes des escaliers à deux volées avec palier : 21
III.2.1.1 dimensionnement : 21
III.2.1.2. Evaluation des charges et surcharges 22
III.2.1.2.1. Charges permanentes 22
III.2.1.2.2 Charges d'exploitation : 22
III.2.1.3. Détermination des efforts 22
III.2.1.3.a. A l'E.L.U : 23
III.2.1.3.b. A l'E.L.S : 24
III.2.1.4. Ferraillage : 24
III.2.1.4.1. Armatures longitudinales : 24
III.2.1.4.2. Armatures de répartition : 25
III.2.1.4.3. Vérification de l'espacement : 25
III.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant : 25
III.2.1.6. Vérification à l'ELS : 25
III.2.1.7. Vérification de la flèche 26
III.2.2.poutre palière : 26
III.2.2.1. Pré dimensionnement : 26
III.2.2.3. Charges revenant à la poutre : 26
III.2.2.4. Calcul des efforts : 26
III.2.2.5. Ferraillage de la poutre palière 27
III.2.2.5.1. Armatures longitudinales 27
III.2.2.5.2. Armatures transversales : 28

III.2.2.6.Vérification préliminaire de la flèche : 28
III.2.3. Etudes des escaliers balancé : 29
III.2.3.1 dimensionnement : 29
III.2.3.2. Evaluation des charges et surcharges 29
III.2.3.3. Détermination des efforts : 29
III.2.3.3.a. A l'E.L.U : 29
III.2.3.3.b. A l'E.L.S : 31
III.2.3.4. Ferraillage : 31
III.2.1.4.1. Armatures longitudinales : 31
III.2.1.4.2. Armatures de répartition : 32
III.2.1.4.3. Vérification de l'espacement 32
III.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant 32
III.2.1.6. Vérification à l'ELS : 32
III.2.1.7. Vérification de la flèche : 33
III.3. Plancher à corps creux : 33
III.3.1. La dalle de compression 33
III.3.2. Les poutrelles : 34
III.3.2.1. Avant coulage 34
III.3.2.2. Après coulage : 35
III.3.2.2.1 Calcul des charges et surcharges : 36
III.3.2.2.2. Sollicitations de calcul : 36
III.3.2.2.3 Calcul du ferraillage : 41
III.3.2.2.4 Vérification au cisaillement : 43
III.3.2.2.5 Vérification préliminaire de la flèche : 43
III.4.La dalle pleine 44
III.4.1.Méthode de calcul 44
III.4.1.1. Calcul des sollicitations 44
III.4.2. Calcul de ferraillage 45
II.4.3.Vérification de la flèche 45
III.5.Dalle machine : 45
III.5.1.Introduction 45
III.5.2.Prédimensionnement 46
III.3.La charge permanente et la charge d’exploitation 46
III.5.4.calcul des sollicitations 46
III.5.5.Ferraillage de la dalle : 46
III.5.6. Calcul de ferraillage 47
II.5.7.Vérification de la flèche 47

III.5.8. Vérification au poinçonnement 47
III.6.dalle de la Toiture pyramide : 48
III.6.1.Méthode de calcul : 48
III.6.1.1. Calcul des sollicitations 48
III.6.2. Calcul de ferraillage : 48
II.6.3.Vérification de la flèche 49

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 50
IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure 50
IV.2.1. centre de masse 50
IV.2.3.Excentricité 52
IV.2.3.c. Effet de la torsion accidentelle : 52
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 53
IV.3.1.Introduction : 53
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale : 54
IV.3.2.1.Principe : 54
IV.3.2.2.Modélisation 54
IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul 54
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique 56
IV.4.1 Vérification de comportement modal de la structure 56
IV.4.2. Vérification de la participation massique 57
IV.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul 57
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement 58
IV.4.5. Vérification des déplacements 59
IV.4.6.Vérification au cisaillement des éléments 59
IV.4.7.Vérification de l'effort normal réduit 60
IV.4.8. Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) 61

CHAPITRE V : Etude des éléments résistants

V.1. Introduction 62
V.2. Les combinaisons des charges : 62
V.3.Ferraillage des poutres 62
V.3.1.Introduction 62
V.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 : 62
V.3.2.1.Les armatures longitudinales 62
V.3.2.2.Les armatures transversales 62
V.3.3.Ferraillage des poutres principales PP1 (35x70) et PP2 (35x45) : 63
V.3.3.1.Vérification sections minimale des poutres principales : 63

V.3.3.2.Verification des contraintes à ELS des poutres principales : 63
V.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales 64
V.3.4.Ferraillage des poutres secondaires (35x40) 64
V.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (35x40) 65
V.3.4.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires (35x40) : 65
V.3.4.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires 65
V.3.5.Calcul des armatures transversales : 66
V.3.6.Vérification de la flèche : 66
V.4.Ferraillage des poteaux 70
V.4.1. Détermination des armatures longitudinales : 70
V.4.1.1. Recommandations des règlements : 70
V.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage 70
V.4.2.Vérification des contraintes à ELS 70
V.4.3.Vérification des armatures transversales 71
V.5.Ferraillage des voiles 74
V.5.1.les voiles pleins : 74
V.5.2.les voiles avec ouvertures 74
V.5.3.Recommandations réglementaires : 74
V.5.3.1Recommandation du RPA99v2003 74
V.5.3.2Recommandation du CBA93 74
V.5.4. Recommandations pour les voiles 75
V.5.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau) : 75
V.5.5.1.Les armatures verticales : 75
V.5.5.1.a Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA 77
V.5.5.1.b Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux 78
V.5.6. Ferraillage des voiles (linteaux) 79

CHAPITRE V : Etude des éléments résistants

VI.1. Introduction 82
VI.2. Type de la fondation : 82
Les fondations peuvent être classées en 3 types : 82
VI.3.Reconnaissance du lieu et du Sol : 82
VI.4. Choix du type de fondation : 82
VI.5. Etude préliminaire du choix de type de semelle : 83
VI.5. Dimensionnement des semelles isolées : 83
VI.5.1. Dimensionnement initial (à l'ELS) 83
VI.5.2. vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) 83
VI.5.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles : 84

VI.6. Calcul des semelles filantes : 84
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes : 84
VI.6.2. Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) 85
VI.6.3. Vérification de chevauchement (à l'ELS). 86
VI.6.4. Pré dimensionnement de la poutre libage : 86
VI.6.5.vérification de non poinçonnement de la poutre de libage : 86
VI.6.6.calcul de la poutre de libage : 87
VI.6.6.a.Détermination des moments de la poutre de libage 87
VI.6.6.b.Vérification du cisaillement de la poutre de libage à L'ELU : 88
VI.6.6.c. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU : 88
VI.6.6.d.Calcul des armatures transversales 89
VI.6.6.e. Vérification des contraintes à l'ELS et section minimale (RPA ; CBA) : 89
VI.6.6.f. Vérification de la flèche à l'ELS : 90
VI.6.7.le calcul des semelles filantes : 90
VI.6.7.a.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux : 91
VI.6.7.b.Semelle filante (continue) sous voile : 92
VI.7.Ferraillage des longrines : 92
VI.7.a.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 93
VI.7.b.Vérification des contraintes à l'état limite de service : 93
VI.7.c.Calcul des armatures transversales : 93

Liste des tableaux

Les tableaux	Page
CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage	
Tableau.I.1.Dimension d'ouvrage.	2
Tableau.I.2. Caractéristique mécanique des aciers.	5
CHAPITRE II : Pré dimensionnement	
Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur.	7
Tableau.II.2.charge permanente du mur extérieur.	7
Tableau.II.3.charge permanente du l'acrotère.	8
Tableau.II.4.Charge permanente du plancher terrasse.	8
Tableau.II.5.Charge permanente du plancher courant.	9
Tableau.II.6.Charge permanente terrasse.	9
Tableau.II.7.Charge permanente de l'étage courant.	9
Tableau.II.8. surcharge d'exploitation.	10
Tableau.II.9. les formules de pré dimensionnement et de vérification des poutres.	10
Tableau.II.10. pré dimensionnement des poutres.	11
Tableau.II.11. pré dimensionnement des poteaux.	12
Tableau.II.12. calcule duNu.	13
Tableau.II.13. la surface reprise par les poteaux	14
Tableau.II.14. détermination des charges d'exploitation	14
Tableau.II.15. vérifications du $Nu \geq 1.1Nu$	15
Tableau.II.16. vérifications de coffrage des poteaux	16
Tableau.II.17. vérification aux zones nodales	16
CHAPITRE III : calcule des éléments secondaires	
Tableau.III.1. Les charge	18
Tableau.III.2. Les efforts.	18
Tableau.III3. calcul et vérification de ferraillage de l'acrotère	19
Tableau.III.4 : Charge permanente du palier	22
Tableau.III.5 : Charge permanente de la paillasse	22
Tableau.III.6 : Combinaisons des charges dans l'escalier	23
Tableau.III.7 : Caractéristiques des matériaux de l'escalier	24
Tableau.III.8 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier	25
Tableau.III.9 : Vérification de la section d'armatures	25
ITableau.III.10 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier	25
Tableau.III.11 : Vérification de l'espacement	25
Tableau.III.12 : Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS	26
Tableau.III.13 : Pré dimensionnement de la poutre palière	26
Tableau.III.14 : Sollicitations de la poutre palière	27

Tableau.III.15 : Ferraillage de la poutre palière	27
Tableau.III.16 : Vérification de la poutre palière à l'E.L.S	27
Tableau.III.17 : Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003	27
Tableau.III.18 : Les Vérifications selon CBA	28
Tableau.III.19 : les armatures transversales dans la poutre palier et leur espacement	28
Tableau.III.20 : les Vérifications nécessaires	28
Tableau.III.21 : Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles	29
Tableau.III.22 : Caractéristiques de l'escalier et de matériau	31
Tableau.III.23 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier	32
Tableau.III.24 : Vérification de la section	32
Tableau.III.25 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier	32
Tableau.III.26 : Vérification de l'espacement	32
Tableau.III.27 : Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS	33
Tableau.III.28 : Les charges de la poutrelle avant coulage	34
Tableau.III.29 : Calcul des moments	35
Tableau.III.30 : Détermination le nombre des étaiements	35
Tableau.III.31 : Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.	36
Tableau.III.32 : les types des poutrelles	36
Tableau.III.33 : les types des poutrelles le plus défavorable	36
Tableau.III.34 : les types des poutrelles le plus défavorable	36
Tableau.III.35 : calcul de M et T (Poutrelle à une seule travée)	37
Tableau.III.36 : calcul de M et T (Poutrelle à 3 travées)	38
Tableau.III.37 : calcul de M et T (Poutrelle à 5 travées)	39
Tableau.III.38 : calcul de M et T (Poutrelle à une seule travée)	40
Tableau.III.38 : calcul de M et T (Poutrelle deux travée)	41
Tableau.III.39 : Les efforts maximaux	41
Tableau.III.40 : calcul des armatures	42
Tableau.III.41 : Vérification des poutrelles à l'E.L.S	42
Tableau.III.42 : Armatures longitudinales des poutrelles	43
Tableau.III.43 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement	43
Tableau.III.44 : Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles	43
Tableau. III 45 : Vérification de la flèche des poutrelles	44
Tableau.III.46. Détermination des charges de la dalle	44
Tableau.III.47. Ferraillage de la dalle pleine	45
Tableau.III.48. Vérification des contraintes	45
Tableau.III.49. Les conditions	46
Tableau.III.50. Poids de la machine	46
Tableau.III.51. des charges de la dalle	46

Tableau.III.56. Ferraillage de la dalle machine	47
Tableau.III.57. Vérification des contraintes	47
Tableau.III.58. Vérification au poinçonnement	48
Tableau.III.59. Détermination des charges de la dalle	48
Tableau.III.60. Ferraillage de la dalle pleine	49
Tableau.III.61. Vérification des contraintes	49
CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Tableau.IV.1. les données (bâtiment auto-stable)	51
Tableau.IV.2. le comportement des trois premiers	51
Tableau.IV.3. Centre de masse et centre de Rigidité	53
Tableau.IV.4. l'excentricité totale	53
Tableau.IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X	54
Tableau.IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage	55
Tableau.IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y	55
Tableau.IV.8. Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage	55
Tableau.IV.9. détermination du facteur de qualité	56
Tableau.IV.10. le comportement des trois premiers modes	56
Figure. IV. 3 : le comportement des trois premiers modes	57
Tableau.IV.10. le comportement des trois premiers modes	57
Tableau.IV.11. calcul de la force sismique	58
Tableau.IV.12. vérification de la résultante des forces sismique de calcul	58
Tableau.IV.13. Vérification de la stabilité	59
Tableau.IV.14. Vérification des déplacements inter-étages sens x-x	59
Tableau.IV.15. Vérification des déplacements inter-étages sens y-y	59
Tableau.IV.16. Vérification au cisaillement des voiles	60
Tableau.IV.17. Vérification au cisaillement des poutres	60
TableauIV.18. Vérification de l'effort normal réduit	60
Tableau.IV.19. : Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens X-Y	61
Tableau.IV.20. Dimensionnement final des éléments	61
CHAPITRE V : Etude des éléments résistants	
Tableau.V.1. Les données de calcul.	62
Tableau.V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales	63
Tableau.V.3. Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales	63
Tableau.V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales	64
Tableau.V.5. Calcul de la contrainte τ	64
Tableau.V.6. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales	64
Tableau.V.7. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (35x40)	65
Tableau.V.8. Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires	65
Tableau.V.9. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires	65

Tableau.V10. Calcul de la contrainte τ	66
Tableau.V.1. Les données de calcul.	66
Tableau.V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales	66
Tableau.V.3. Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales	67
Tableau.V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales	67
Tableau.V.5. Calcul de la contrainte τ	70
Tableau.V.6. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales	71
Tableau.V.7. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (35x40)	72
Tableau.V.8. Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires	75
Tableau.V.9. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires	76
Tableau.V10. Calcul de la contrainte τ	77
Tableau.V.1. Les données de calcul.	78
Tableau.V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales	79
Tableau.V.3. Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales	80
Tableau.V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales	80
Tableau.V.5. Calcul de la contrainte τ	81
Tableau.V.6. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales	81
CHAPITRE VI : Etude D'infrastructure	
Tableau.VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.	83
Tableau.VI.2. Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS	84
Tableau.VI.3. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.	85
Tableau.VI.4. Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS	86
Tableau.VI.5. Vérification chevauchement entre les semelles Filantes	86
Tableau.VI.6. Pré dimensionnement de la poutre libage	86
Tableau.VI.7. Vérification au poinçonnement	87
Tableau.VI.8. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage	87
Tableau.VI.9. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage	88
Tableau.VI.10. Vérification du cisaillement de la poutre de libage à L'ELU	88
Tableau.VI.11 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU	89
Tableau.VI.12.Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres libage.	89
Tableau.VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS et et section minimale	90
Tableau.VI.14. Vérification de la flèche des poutres libages.	90
Tableau.VI.15. Vérification l'excentricité des semelles filantes	91
Tableau.VI.16. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)	91
Tableau.VI.17. Vérification l'excentricité des semelles filantes	92
Tableau.VI.18. Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des moments)	92
Tableau.VI.19. Ferraillage longitudinal des longrines	93
Tableau.VI.20. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines	93

Liste des figures

Les figures	page
CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage	
Figure .I.1. Diagramme contrainte- déformation du béton	4
CHAPITRE II : Pré dimensionnement	
Figure .II.1 : Murs extérieurs (doubles cloisons)	7
Figure .II.2 : composants d'un plancher terrasse.	8
Figure .II.3 : Schéma de la poutre	10
Figure .II.4 : Section réduite du poteau.	12
Figure.II.5 : représentation du poteau le plus sollicité.	13
CHAPITRE III : calcule des éléments secondaires	
Figure.III.1 : L'acrotère	18
Figure.III.2 : Section de B.A dans l'acrotère	20
Figure.III.3 : Ferraillage de l'acrotère	20
Figure.III.4: Escaliers à deux volées	21
Figure.III.5 : Diagramme des efforts à L' E.L.U	23
Figure.III.6 : Diagramme des efforts à L'E.L.S	24
Figure.III.7 : Escaliers balancé	29
Figure.III.8 : Schéma statique d'une volée d'escalier	29
Figure.III.9 : Diagramme des efforts à L'E.L.U.	30
Figure.III.10 : Diagramme des efforts à L'E.L.S	31
Figure.III.11 : Schéma de la poutrelle avant coulage	34
Figure.III.12 : les sections des armatures en travées et en appui.	42
igure.III.13 : Ferraillage des poutrelles	44
Figure.III.14 : Dalle reposant sur 4 appuis.	45
Figure.III.15: Toiture pyramide	48
CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Figure. IV. 1 : le comportement des trois premiers	52
Figure. IV. 2 : Disposition des voiles	52
Figure. IV. 3 : le comportement des trois premiers modes	57
Figure. IV .4. Les forces agissant sur la stabilité au renversement	58
CHAPITRE V : Etude des éléments résistants	
Figure.V.1. Ferraillage des poutres principales (PP1) planché bibliothèque	68
Figure.V.2. Ferraillage des poutres principales (PP1) plancher terrasse et bureau	68
Figure.V.3. Ferraillage des poutres principales (PP2) planché bibliothèque, terrasse et bureau	68
Figure.V.4. Ferraillage des poutres secondaires (PS) planché bibliothèque	69
Figure.V.5. Ferraillage des poutres secondaires (PS) planché terrasse et bureau	69
Figure.V.5. Ferraillage des poutres chinage (CH)	69

Figure.V.6. Ferraillage des poteaux (RDC, 1er étage)	73
Figure.V.7. Ferraillage des poteaux (2éme et 3éme étage)	73
Figure.V.8. Ferraillage des poteaux (4éme et 5éme étage)	73
Figure.9. disposition des voiles sens X-Y	76
Figure.V.10. Ferraillage des Voiles	81
CHAPITRE VI : Etude D'infrastructure	
Figure.VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.	83
Figure.VI.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles	84
Figure.VI.3. Disposition des semelles filantes	85
Figure.VI.4. Ferraillage des longrines.	94

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
lf : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

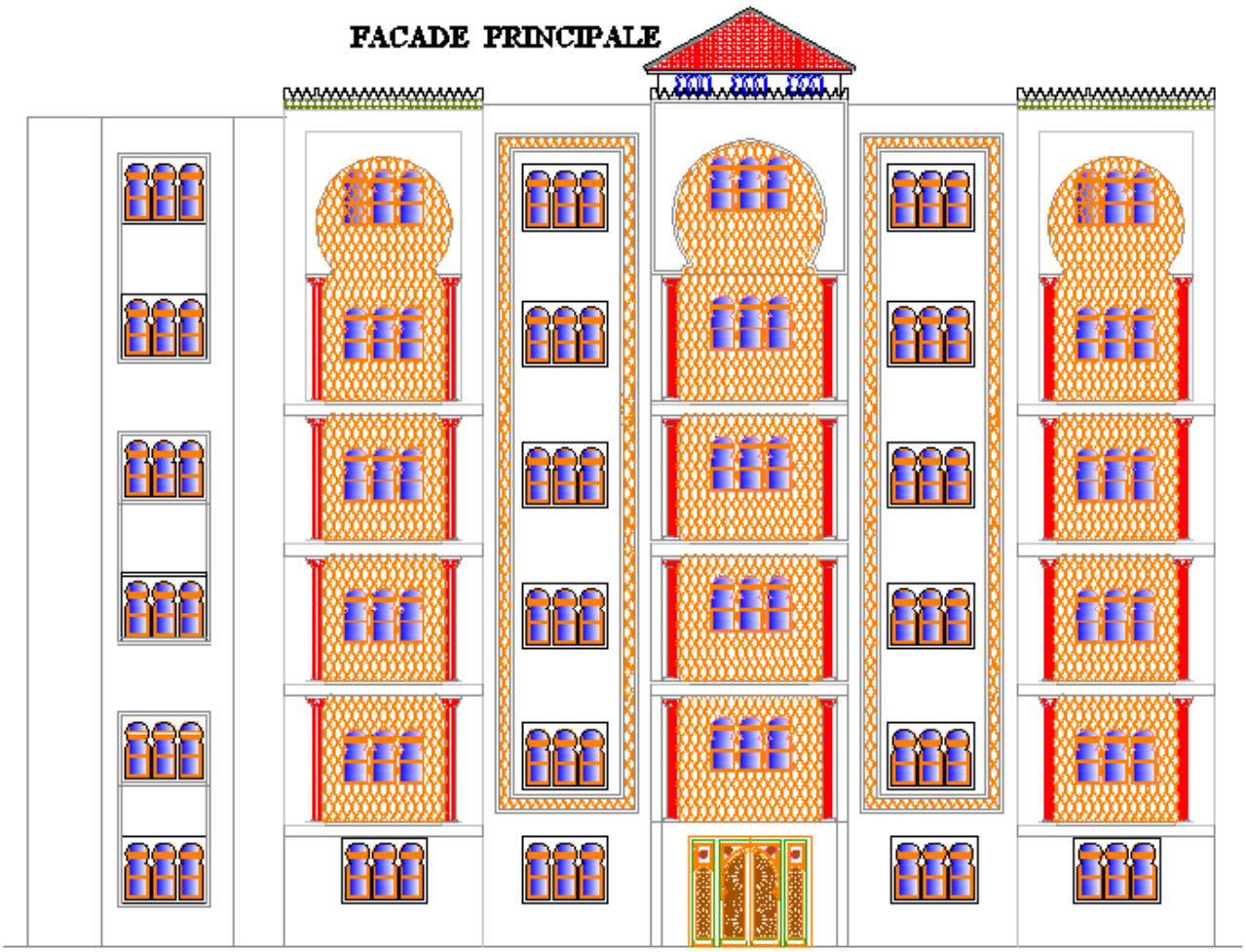
Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

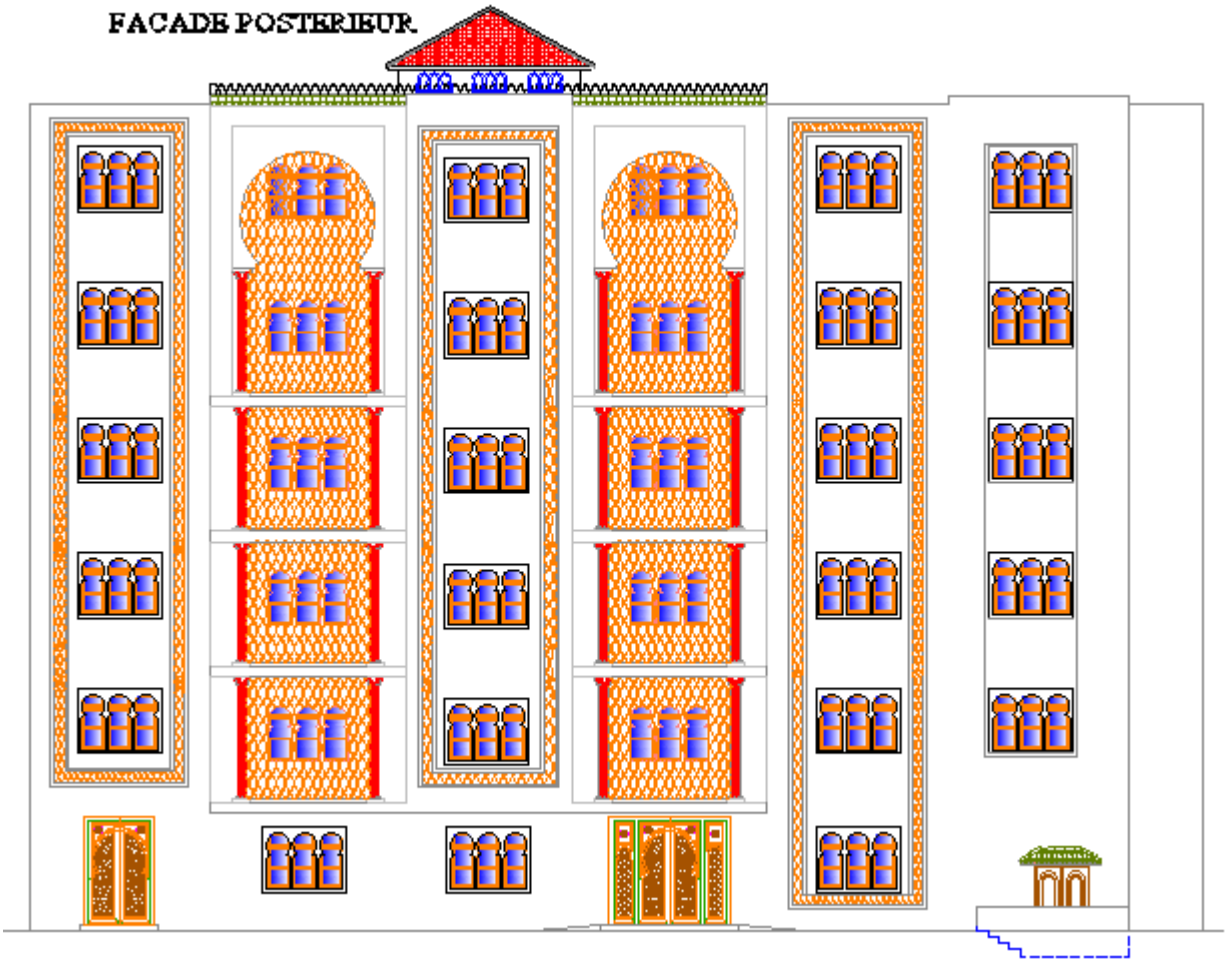
Autres notations :

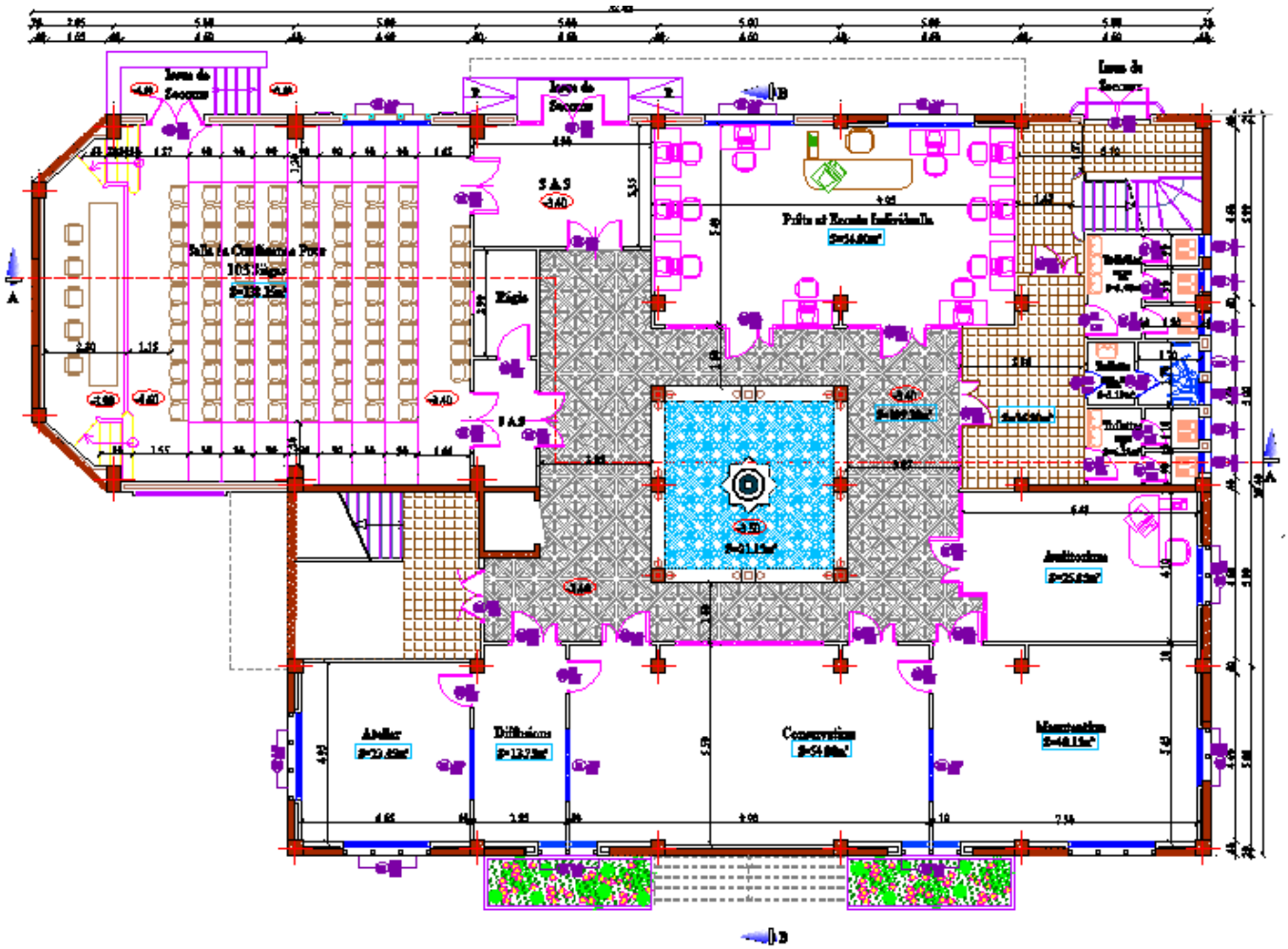
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

FACADE PRINCIPALE

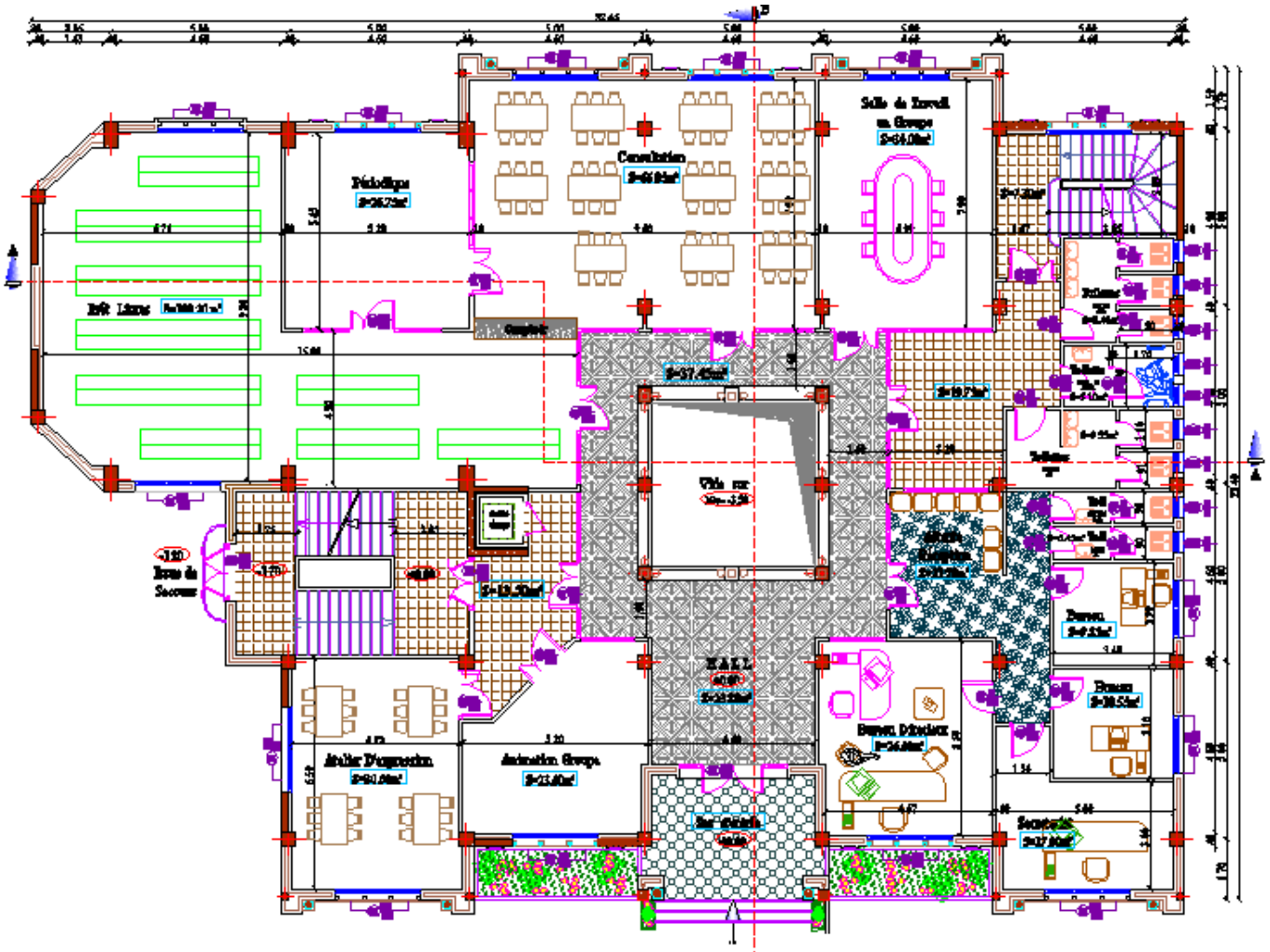


FACADE POSTERIEUR.

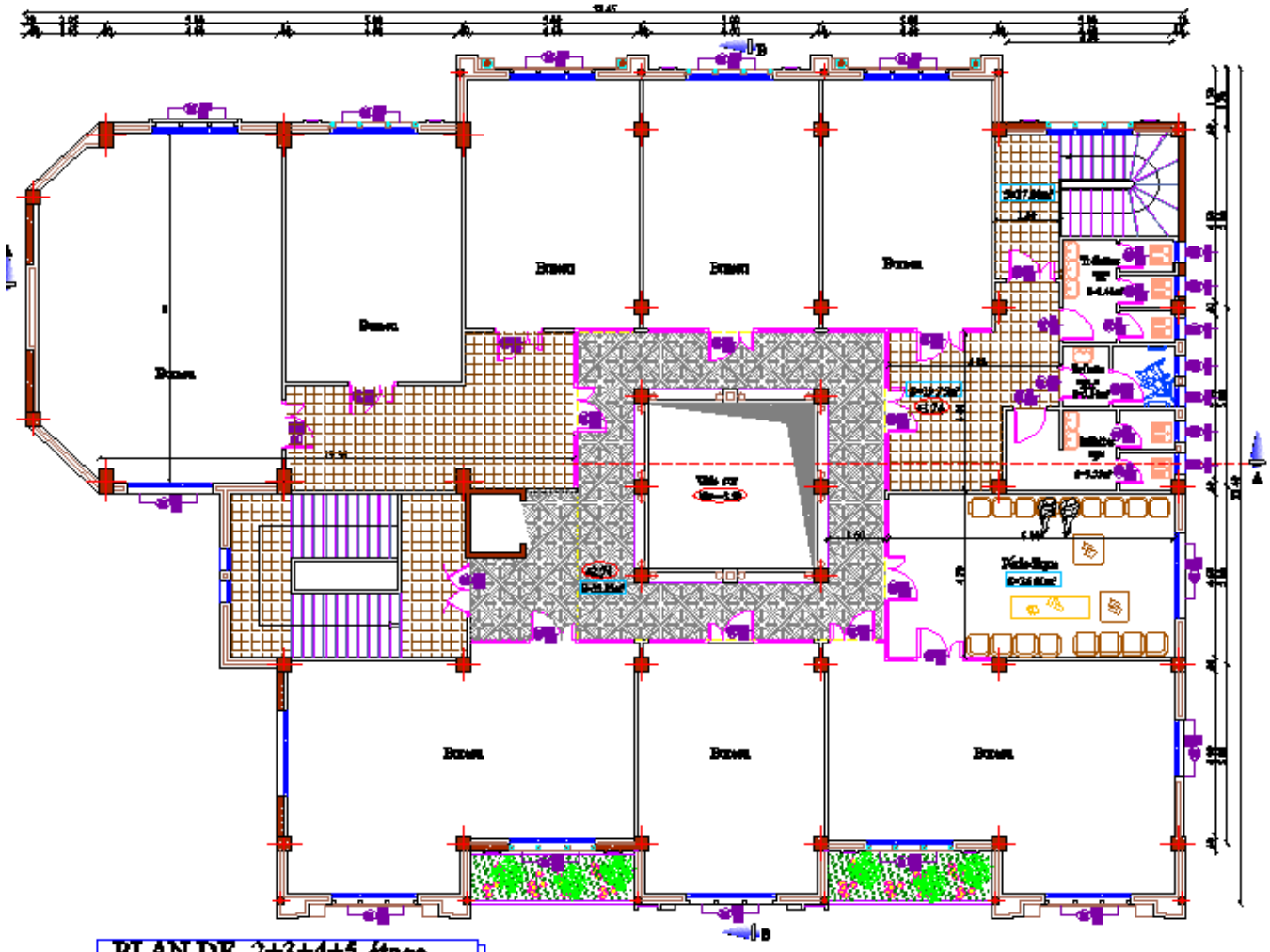



Issue de Secours
Issue de Secours
Issue de Secours
S.A.S
Salle de Conférence Pour 105 Pers
Réception
Bureau
Salle
Toilettes
Auditorium
Atelier
Diffusion
Conservation
Manutention
A
A
B
B

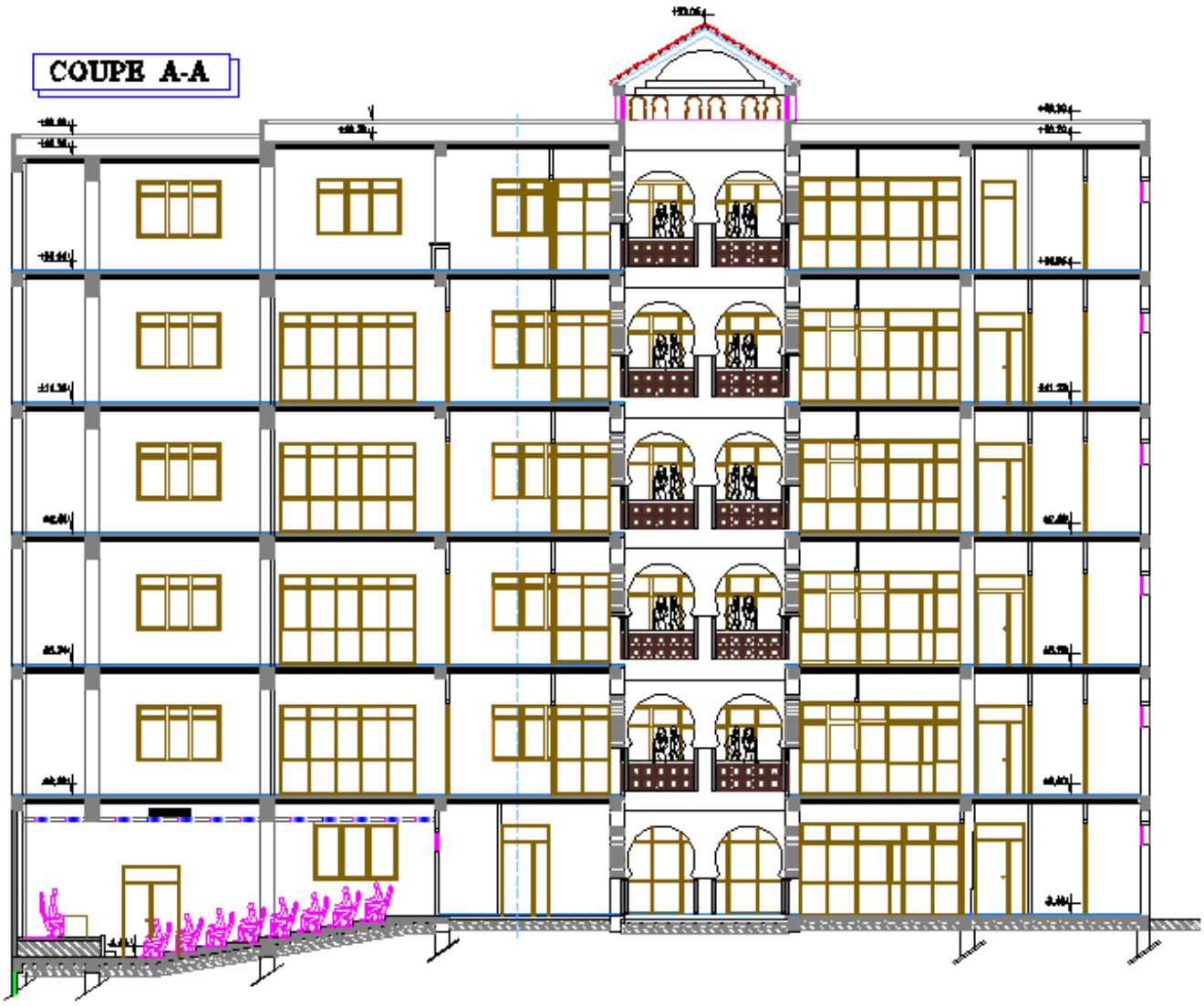
PLAN DE RDC

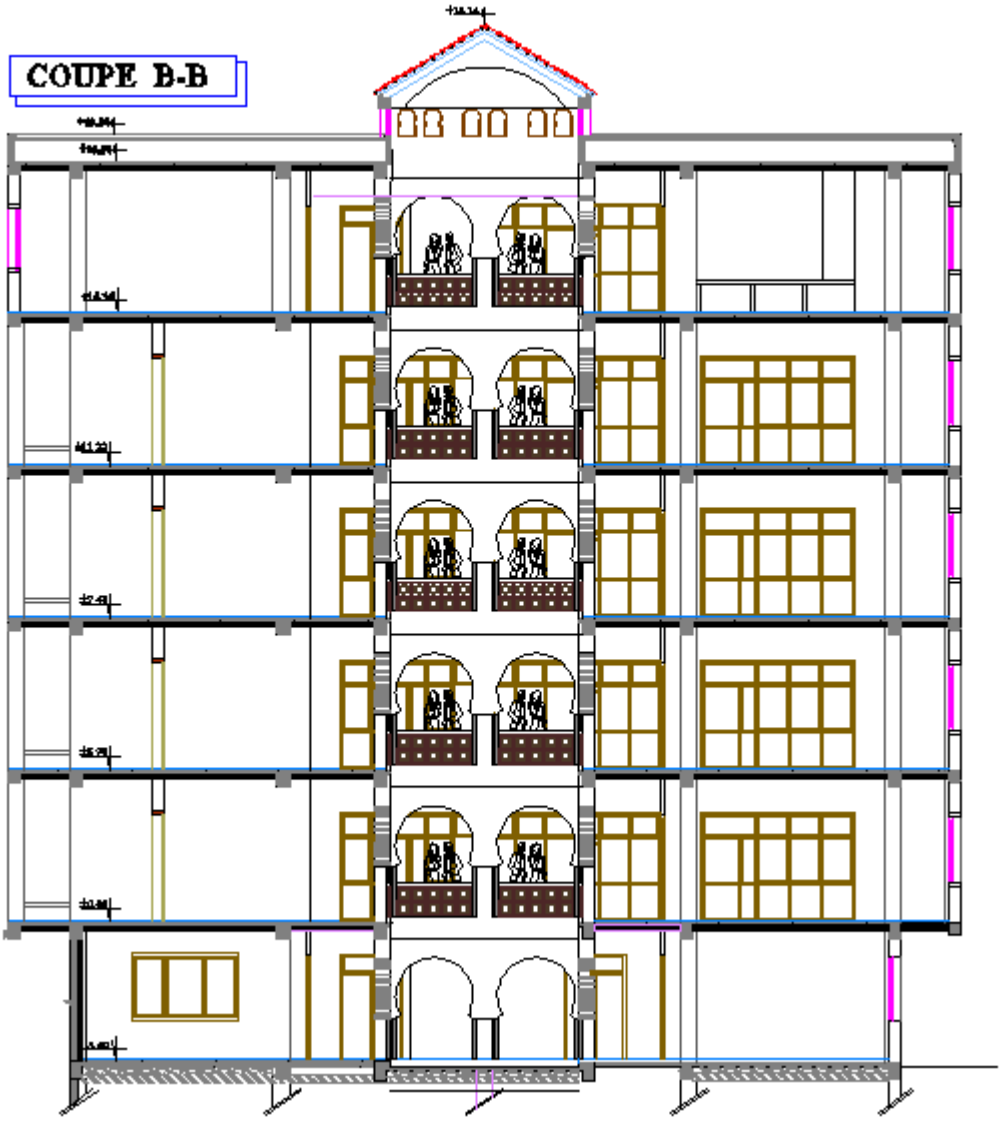


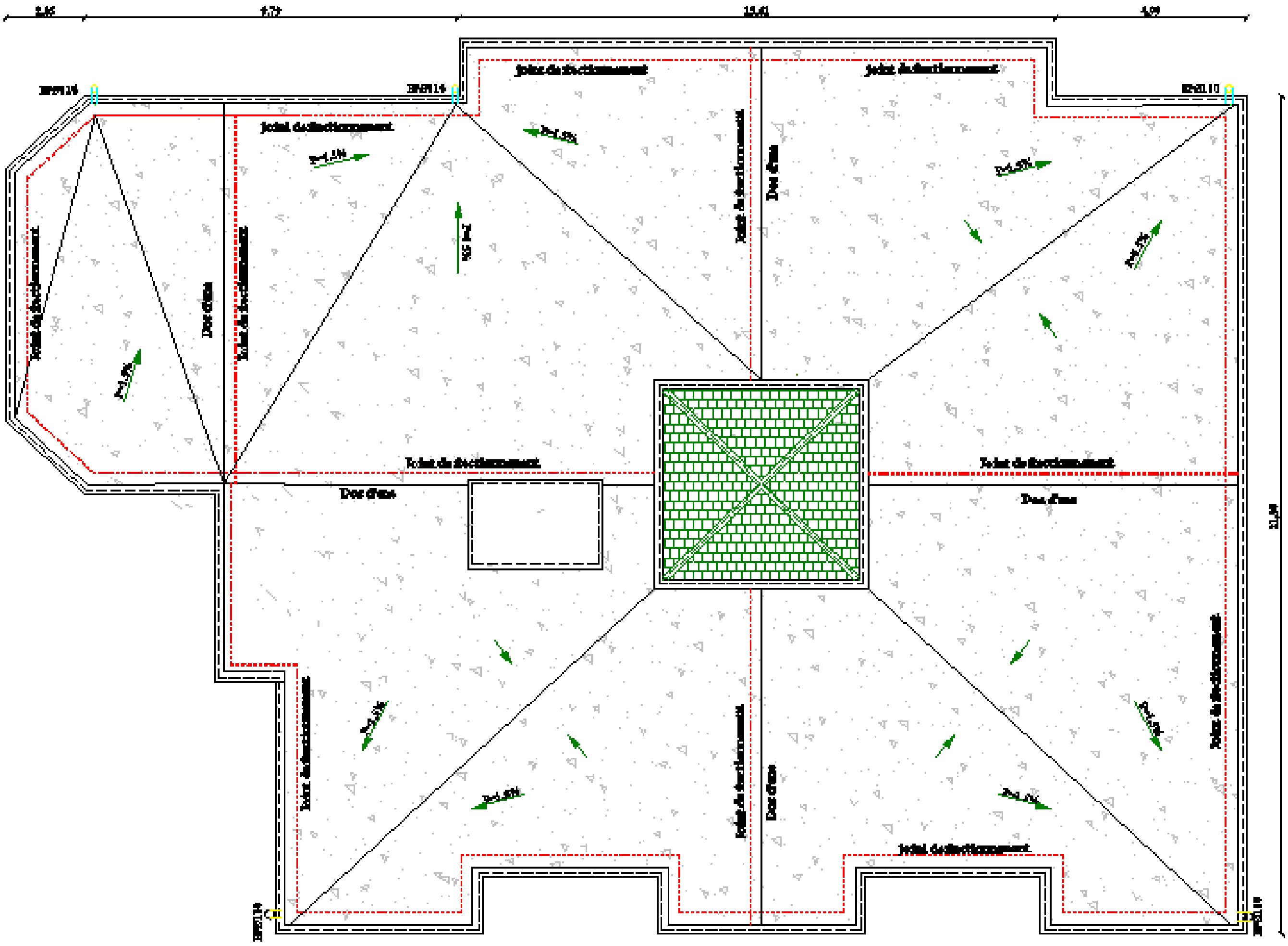
PLAN DE l er étage



PLAN DE 2+3+4+5 étage


COUPE A-A


COUPE B-B



PLAN DE TERRASSE

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contre-vente-ment est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de master. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le deuxième chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure. Nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul SAP 2000 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans les éléments, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003.

Chapitre I

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude est le calcul d'un bâtiment à usage culturelles (bibliothèque) en (RDC+5étages) implanté à Hussein Dey-Alger cette région de forte sismicité classée en (zone III) solen RPA99 version 2003 et puisqu'il est un ouvrage importances, alors le groupe d'usage c'est le (1B).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens de calcul et de vérification en béton armé suivant :

- Règles parasismiques algériennes RPA 99/Version 2003
- Document technique Réglementaire «DTR.B.C.2.2 »charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 »

I.2. Description de l'ouvrage :

Les dimensions en plans et en élévation sont représentés dans le tableau suivant **:**

Tableau.I.1. Dimension d'ouvrage.

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Langueur totale : 32.05 m Largeur totale : 23.10 m	Hauteur totale de bibliothèque (sans acrotère) :22.10 m Hauteur de l'acrotère : 0.60 m Hauteur de RDC : 3.40 m Hauteur d'étage courant : 3.74 m

I.3 : Conception Structurelle :

I.3.1 Choix du contreventement :

Notre bibliothèque comporte une hauteur dépassant les 8m, alors la règle parasismique algérienne (RPA 99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'intersection portiques-voiles.

I.3.2 Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Dans notre structure on utilise les deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.3.3 Maçonnerie :

La maçonnerie de cette structure sera exécutée en briques creuses.

a) Les murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm, d'épaisseurs séparées par une l'âme d'air de10cm.

b) Murs intérieurs (simple cloison) :

Sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4 Revêtement :

Le revêtement de la structure constituée par :

- Carrelage de deux centimètre pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures et intérieures.

I.3.5 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile, son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales de 10 cm d'épaisseur et 60 cm d'une hauteur.

I.3.6 Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bibliothèque sont assurés par deux types escaliers (escalier droite à deux volées ; escalier balancé) commence à partir du RDC et assure la circulation jusqu'à la dernier étage.

I.3.7 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol, pour notre projet les fondations sont calculées conformément au rapport du sol avec $\boldsymbol{\sigma sol = 2\ bar}$.

I.4 Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93), les règlements en vigueur en Algérie.

I.4.1 Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniére homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage.

I.4.1.a.Caractéristique du béton :

- ❖ Facile à fabriqué et le mettre en œuvre.
- ❖ Bonne résistance à la compression.
- ❖ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ❖ Faible résistance à la traction.

I.4.1.b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- ❖ Résistance mécanique
- ❖ Imperméabilité à l'eau

Pour notre ouvrage on utilisera le ciment composé CPJ – CEMII 42.5 MPA.

I.4.1.c. Granulat

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- ❖ Sable de dimension 0/5.
- ❖ Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

I.4.1.d. Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir de matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

I.4.1.e. La résistance de béton f_{c28}

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.4.2.Caractéristiques Mécaniques de Béton :

I.4.2.a. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression ((J)) jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essayes sur des éprouvettes cylindriques de **200 cm2** de section et une hauteur **h=32cm** et diamètre **Φ=16cm** La résistance caractéristique du béton non traité thermique est calculée par ces deux formules **[1]** :

$$f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 + 0.83 * j} \longrightarrow \text{Pour} : f_{cj} \leq 40\ MPA$$

$$f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{1.4 + 0.83 * j} \longrightarrow \text{Pour} : f_{cj} \geq 40\ MPA$$

$f_{cj} = f_{c28}\ \ pour:\ \ j \geq 28\ jour$

I.4.2.b.Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ Avec f_{cj} et f_{tj} en MPA **[1]**

I.4.2.c. Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante **[1]**

- Module instantané pour les charges de durée d'application <24 h> $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$
- Module différé pour les charges de longues durées $E_i = 37000\sqrt[3]{f_{c28}}$

I.4.2.d.Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

E : raccourcissement longitudinal.

***v* :** le coefficient de poisson.

Le Coefficient de poisson $\boldsymbol{\upsilon}$ du béton est pris égal à « 0,2 » pour le calcul des déformations, et « 0 » pour le calcul des sollicitations. **[1]**

I.4.2.e.La contrainte de calcul béton comprimé :

- **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :** $\boldsymbol{\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}}$ **[1]**

$\boldsymbol{\theta}$: Coefficient qui dépend de la combinaison d'action.

ε_{bc}: Déformation du béton en compression.

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ Contrainte de compression du béton.

Avec :γ_b =coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1.5$

Sollicitations durables

-$\gamma_b = 1.15$

Sollicitations accidentelle

La masse volumique du béton est de :

$\rho = 2500 Kg/cm^3$

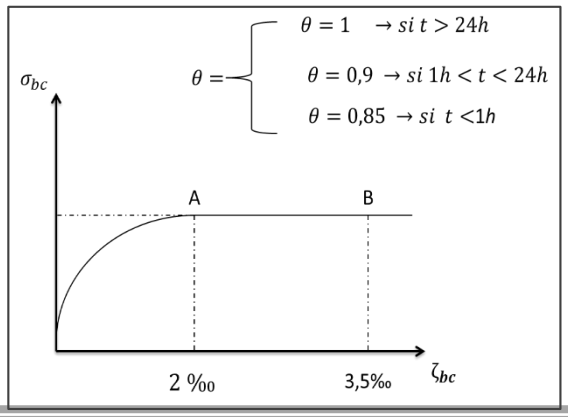


Figure .I.1. Diagramme contrainte- déformation du béton.

- **Etat Limite de Service (E.L.S) :**

La contrainte limite service en compression est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15MPA$

1.4.3 Acier

a) Définition :

Le matériau acier est un alliage fer plus carbone en faible pourcentage, la teneur en carbone informe sur la dureté de l'acier.

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour ***0.15 à 0.25***% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour ***0.25 à 0.40*** % de carbone.

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface rend lisse ou barre a haute adhérence.

b) Caractéristique mécanique des aciers :

Tableau.I.2. Caractéristique mécanique des aciers.

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (MPA)
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

c) Calcul de Contrainte d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative.

c-1) Etat Limite Ultime (E.L.U) :

- ➢ f_e: limite d'élasticité de l'acier $(f_e = 400MPA)$
- ➢ E_s: module d'élasticité de l'acier $(E_s = 2.10^5 MPA)$
- ➢ γ_S: coefficient de sécurité $\gamma_S = 1.15$ (Situation durable)
- ➢ γ_S: coefficient de sécurité $\gamma_S = 1$(Situation accidentelle)

c-2) Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- ***Fissuration peu nuisible :*** cas des éléments intérieurs, aucune vérification n'est nécessaire.
  Pas de vérification : $\overline{\sigma_s} = f_e$
- ***Fissuration préjudiciable :*** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries
  A verifier: $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$
- ***Fissuration très préjudiciable :*** c'est le cas des milieux agressifs
  A verifier: $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

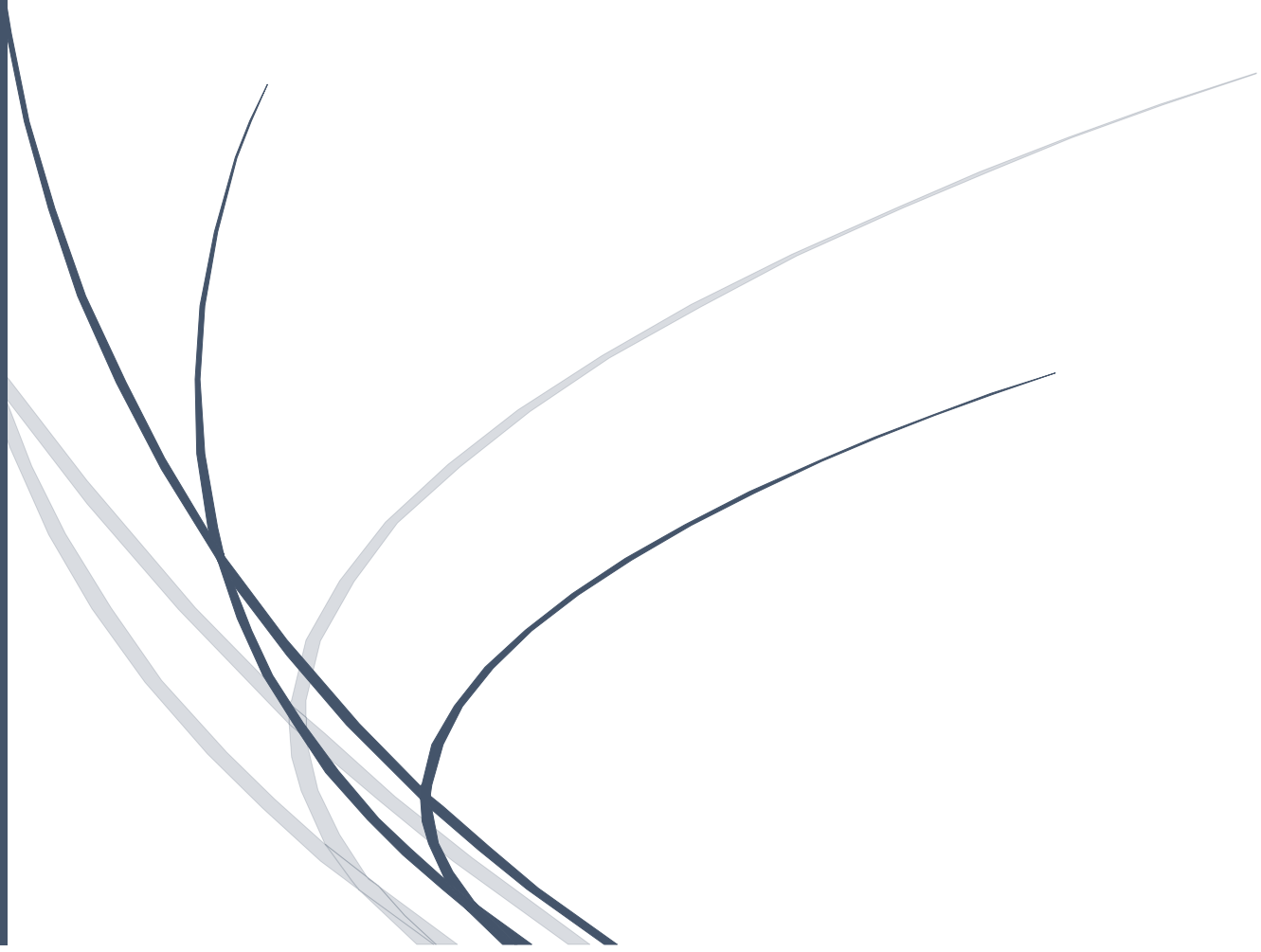
Avec :

$\eta = 1$ ……pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$…… pour les aciers de hautes adhérence (H.A).

Chapitre II

PRE-DIMENSIONNEMENT



II-1- Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II-2- Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surface planes horizontales qui sépare entre deux étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre cas on distingue deux types :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a) Plancher à corps creux.

Les planchers à corps creux sont composés d'une dalle de compression + corps creux + les poutrelles, on doit d'abord choisir le sens des poutrelles, Pour cela nous devons suivre les étapes suivantes :

- Disposé les poutrelles dans le sens minimales de travée dans un panneau.
- Disposé les poutrelles dans le sens de plusieurs travées par rapport au plancher.
- Assurer même sens des poutrelles dans tous les panneaux d'un plancher.

Pour son pré-dimensionnement on applique la formule suivante :$(L_{max}/25) \leq e \leq (L_{max}/20)$

Avec :

Lmax : La portée maximale de la poutre (mesurée à nu des appuis).

e **:** Epaisseur du plancher.

On observant notre plan, on constate que $L_{max} = 5.00\ m \quad L_{max} = 5.00\ cm$

$$(500/25) \leq e \leq (500/20) \quad \rightarrow \quad 20 \leq e \leq 25$$

On prend **e=25 cm** Puisque ce plancher est à corps creux donc on le choisi du type (20+5) cm.

b) Dalle pleine :

Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

❖ **Critère de résistance :**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L=5.00 m

- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

(Lx/45) ≤ ep ≤ (Lx /40); L = 5.00m →11.11 cm ≤ ep ≤ 12.5cm

❖ **Sécurité contre l'incendie :**

ep = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- **Critère d'isolation acoustique** : ep = 15 cm.
- **Conclusion** : Après avoir vérifié toutes ces conditions ; on adopte une épaisseur de 15 cm.

II-3-Evaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations :

D'après le D.T.R "B.C.2.2" (charges permanentes et charges d'exploitation). **[2]**

II-3-1-Charges permanentes :

A- Maçonnerie :

A.1.Murs intérieur (simple cloison) :

Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur.

N	*composants*	*Epaisseur(m)*	*Poids volumique* (KN/m^3)	*Poids surfacique* (KN/m^2)
1	***Enduit en ciment***	*0.01*	*18*	*0.18*
2	***Brique creuse***	*0.10*	*9*	*0.9*
3	***Enduit en ciment***	*0.01*	*18*	*0.18*
			Total :	*1.26*

A.2.Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau.II.2.charge permanente du mur extérieur.

N	*Composants*	*Epaisseur(m)*	*Poids volumique* (KN/m^3)	*Poids surfacique* (KN/m^2)
1	***Enduit en ciment***	*0.01*	*18*	*0.18*
2	***Brique creuse***	*0.1*	*9*	*0.9*
3	***Lame d'aire***	*0.1*	*-*	*-*
4	***Brique creuse***	*0.1*	*9*	*0.9*
5	***Enduit en ciment***	*0.01*	*18*	*0.18*
			Total :	*2.16*

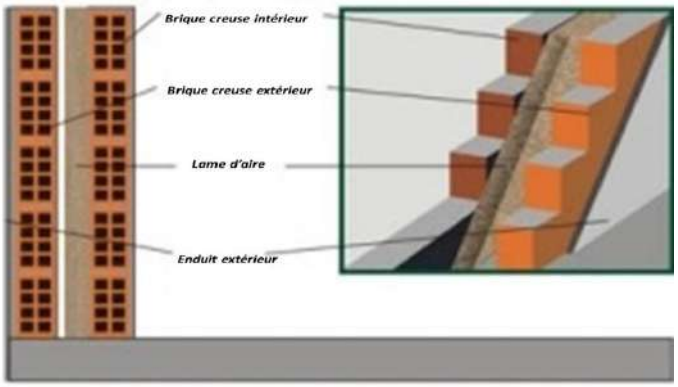


Figure .II.1 : Murs extérieurs (doubles cloisons)

A.3.L'acrotère :

Tableau.II.3.charge permanente du l'acrotère.

N	*composants*	*Epaisseur (m)*	*Hauteur*	*Poids volumique* (KN/m^3)	*Poids Linéaire* (KN/ml)
1	***Acrotère***	*0.10*	*0.6*	*25*	*1.5*
2	***Enduit en ciment***	*0.02*	*0.6*	*18*	*0.216*
				Total :	*1.716*

B- Plancher corps creux :

B.1. Plancher Terrasse :

Tableau.II.4. Charge permanente du plancher terrasse.

N	*Désignation des éléments*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique* (KN/m^3)	*Poids surfacique* (KN/m^2)
1	***Gravillon roulé***	0.04	0.20	0.80
2	***Étanchéité multicouche***	0.02	0.06	0.12
3	***Papier kraft***	-	-	0.05
4	***Forme de pente***	0.10	0.22	2.20
5	***Plaque de liège***	0.04	0.75	0.03
6	***Pare vapeur***	0.01	0.06	0.06
7	***Film polyane***	-	-	0.01
8	***Plancher corps creux***	(20+5) cm		4.00
9	***Enduit en plâtre***	0.02	0.10	0.20
		Total:	7.47	

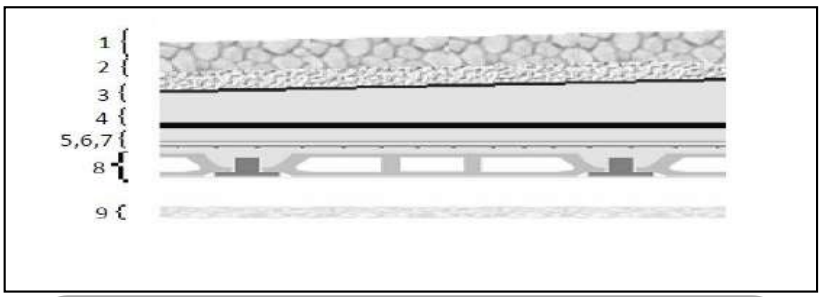


Figure .II.2 : composants d'un plancher terrasse.

B.2. Plancher courant :

Tableau.II.5. Charge permanente du plancher courant.

N	***Désignation des éléments***	***Epaisseur (m)***	***Poids volumique*** (KN/m^3)	***Poids surfacique*** (KN/m^2)
1	***carrelage***	0.02	0.20	0.40
2	***Mortier de pose***	0.02	0.20	0.40
3	***Lit de sable***	0.03	0.18	0.54
4	***Plancher en corps creux***	(20+5)	-	4.00
5	***Enduit en plâtre***	0.02	0.10	0.20
6	***Les murs simples cloison***	0.10	0.126	1.26
			Total :	6.8

C- Dalle pleine :

C.1. terrasse :

Tableau.II.6. Charge permanente terrasse.

N	***Désignation des éléments***	***Epaisseur (m)***	***Poids volumique*** (KN/m^3)	***Poids surfacique*** (KN/m^2)
1	***Gravillon roulé***	0.04	0.20	0.80
2	***Étanchéité multicouche***	0.02	0.06	0.12
3	***Papier kraft***	-	-	0.05
4	***Forme de pente***	0.10	0.22	2.20
5	***Film polyane***	-	-	0.01
6	***Plaque de liège***	0.04	0.75	0.03
7	***Pare vapeur***	0.01	0.06	0.06
8	***Dalle pleine***	0.15	25	3.75
9	***Enduit en plâtre***	0.02	0.10	0.20
			Total:	7.22

C.2. l'étage courant :

Tableau.II.7. Charge permanente de l'étage courant.

N	***Désignation des éléments***	***Epaisseur (m)***	***Poids volumique*** (KN/m^3)	***Poids surfacique*** (KN/m^2)
1	***carrelage***	0.02	0.20	0.40
2	***Lit de sable***	0.03	0.18	0.54
3	***Mortier de pose***	0.02	0.20	0.40
4	***Dalle pleine***	0.15	25	3.75
5	***Enduit de plâtre***	0.02	0.10	0.20
6	***Les murs simples cloison***	0.10	0.126	1.26
			Total :	6.55

II-3-2-Surcharges d'exploitation :

Tableau.II.8. surcharge d'exploitation.

N	***Désignation***	***Charges*** (KN/m^2)
1	***Terrasse inaccessible***	1
3	***Salle de conférence***	4
4	***Bureau***	2.5
5	***Bibliothèque***	4
6	***Salle d'ordinateur***	2.5
7	***Halls de reception***	2.5

II-4-Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontal permettre de supporter les charges et surcharges , elle assure la transmission des efforts reçus des planchers vers les éléments porteurs ; leur pré dimensionnement est consisté à évaluer la hauteur « h » et la largeur « b ». Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par la règle (CBA 93).

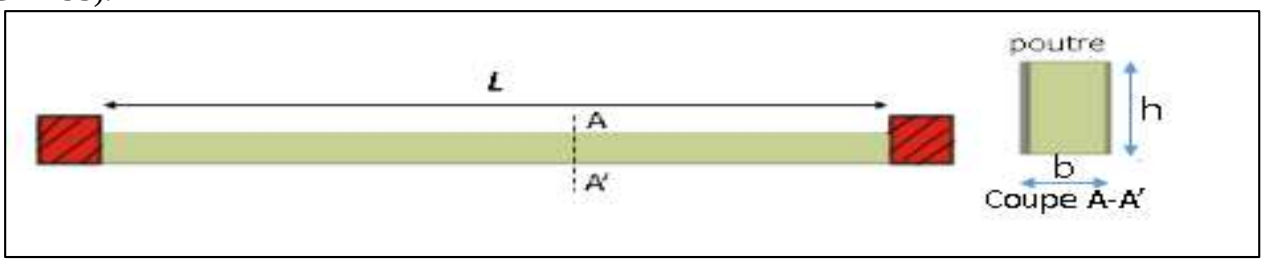


Figure .II.3 : Schéma de la poutre

- **b :** largeur de la base de la poutre.
- **h :** hauteur totale de la poutre.
- **L :** la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres sont données par les formules empiriques suivantes :

Tableau.II.9. les formules de pré dimensionnement et de vérification des poutres.

	Les formules
Poutre simplement appui	$l/15 \leq h \leq l/10$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$
Poutre continu	$l/20 \leq h \leq l/16$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$
Vérification	$(b \times h)min = (20 \times 30)cm$ $h/b \leq 4$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur. Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X.

Pour notre plan, nous avons vu qu'il y a deux cas de continuité de poutre avec une plus grande différence de longueur entre les poutres, ce problème nous impose à faire deux calcule différent à partir de diviser le plan a deux parties.

Tableau.II.10. pré dimensionnement des poutres.

	Poutre principale (1)	Poutre principale (2)	Poutre secondaire
Condition résistance	$l_{max} = 9.40m \rightarrow$ $62.67 \leq h \leq 94$ On adopte h= 70cm $21 \leq b \leq 49$ On adopte b= 30cm	$l_{max} = 4.70m \rightarrow$ $31.33 \leq h \leq 47$ On adopte h= 45cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ On adopte b= 30cm	$l_{max} = 4.70m \rightarrow$ $31.33 \leq h \leq 47$ On adopte h= 40cm $12 \leq b \leq 28$ On adopte b= 30cm
Vérification selon RPA99 V 2003	$b = 30 \geq 20$ $h = 70 \geq 30$ $h/b = 2.34 \leq 4$ (condition vérifié)	$b = 30 \geq 20$ $h = 45 \geq 30$ $h/b = 1.50 \leq 4$ (condition vérifié)	$b = 30 \geq 20$ $h = 40 \geq 30$ $h/b = 1.34 \leq 4$ (condition vérifié)
Conclusion	$b = 30cm\,; h = 70cm$	$b = 30cm\,; h = 45cm$	$b = 30cm\,; h = 40cm$

II-5-Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé sous forme carrée, rectangulaire et circulaire construit pour transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité, l'évaluation de l'effort normal de compression est basée sur le principe de la descente des charges (permanentes et d'exploitation) à l'état limite ultime.

II.5.1. les Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10 % des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$N_{ultime} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \textbf{[1]}$$

$\boldsymbol{N_u}$: Effort normal admissible à l'ELU.
$\boldsymbol{A_s}$ **:** Section d'armatures dans le poteau prise égale 0.1%de la section réelle du poteau.
$\boldsymbol{B_r}$ **:** La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.
$\gamma_b \, et \, \gamma_s$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier.
Situation durable $\gamma_b = 1.5 et \, \gamma_s = 1.15$
$\boldsymbol{\alpha}$ **:** Coefficient fonction de l'élancement mécanique $\boldsymbol{\gamma}$ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} \quad pour \; \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \quad pour \; 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad [\mathbf{1}]$$

Avec :

$\boldsymbol{\lambda = \frac{L_f}{i}}$: C'est l'élancement mécanique ; $\boldsymbol{L_f = 0.7 L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

$\boldsymbol{i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}}$ **:** C'est le rayon de giration où :

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{b.h^3}{12}$$ (Poteau carré ou rectangulaire).

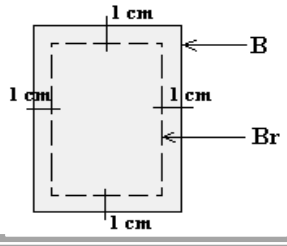


Figure .II.4 : Section réduite du poteau.

II.5.2. Choisir le poteau le plus sollicité.

Nous admettons dans le calcul de poteau plus sollicité les deux dispositions suivantes :
Poteau intermédiaire <4-C>
Poteau intermédiaire<7-D>
Selon la forme et la charge applicable sur ce dernier

II.5.3. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions $MIN(a, b) \geq 30$. *zone III* RPA.99 version 2003. **Art : 7.4.1**

Tableau.II.11. pré dimensionnement des poteaux.

Type de poteau	L'étage	La section choisie (b*h)
Poteau rectangulaire	RDC	40*70
	1er étage	40*70
	2eme étage	35*65
	3eme étage	35*65
	4eme étage	30*60
	5eme étage	30*60
Poteau carré	RDC	40*40
	1er étage	40*40
	2eme étage	35*35
	3eme étage	35*35
	4eme étage	30*30
	5eme étage	30*30

II.5.3. Calcul de l'effort $\overline{N_u}$:

Tableau.II.12. calcule du$\overline{N_u}$.

Type de poteau	L'étage	Dimension	$B_r(mm^2)$	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\overline{N_u}$(KN)
Poteau rectangulaire	RDC	40*70	258400	16.36	0.81	280	3954.88
	1er étage	40*70	258400	18.42	0.81	280	3954.88
	2eme étage	35*65	207900	21.06	0.79	227.5	3117.75
	3eme étage	35*65	207900	21.06	0.79	227.5	3117.75
	4eme étage	30*60	162400	24.57	0.77	180	2363.91
	5eme étage	30*60	162400	24.57	0.77	180	2363.91
Poteau carré	RDC	40*40	144400	17.88	0.81	160	2211.07
	1er étage	40*40	144400	19.94	0.80	160	2183.78
	2eme étage	35*35	108900	22.79	0.78	122.5	1606.23
	3eme étage	35*35	108900	22.79	0.78	122.5	1606.23
	4eme étage	30*30	78400	26.59	0.76	90	1127.19
	5eme étage	30*30	78400	26.59	0.76	90	1127.19

II.5.4. la surface reprise par le poteau :

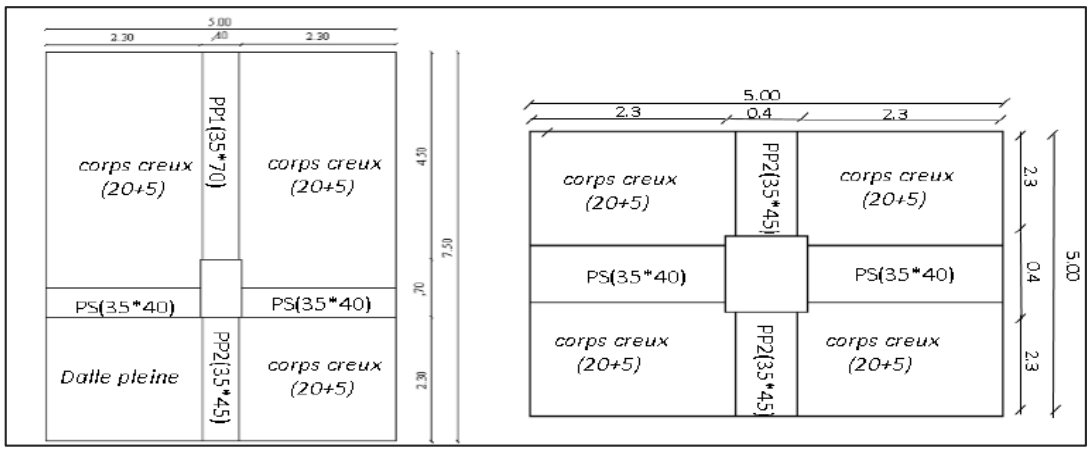


Figure.II.5 : représentation du poteau le plus sollicité.

Tableau.II.13. la surface reprise par les poteaux

Type de poteau	La surface du plancher (corps creux) (m^2)	La surface du plancher (dalle pleine) (m^2)	la surface complète du plancher (m^2)
Poteau rectangulaire	(2.3*0.35+2.325*4.5)*2+ (2.3*2.325) =27.88	2.325*2.3=5.34	5.00*7.50=37.50
Poteau carré	(2.3*2.3+0.05*2.3*2)*4 =21.62	/	5.00*5.00=25.00

II.5.5. Détermination des charges et surcharges :

A- Charges d'exploitation : [2]

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique la loi de dégression pour leur détermination qui consiste à réduire les charges identiques chaque étage.

(Terrasse)….Q_0

(Étage 1)….$Q_0 + Q_1$

(Étage 2)….$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) …$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4)…$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) ….$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots Q_n)$

- **n** ; Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ' 0 ').
- Q_0 ; La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, Q_3 \ldots \ldots Q_n$; Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Tableau.II.14. détermination des charges d'exploitation

Type de poteau	L'étage	q_1 (kN/m^2)	q_2 (kN/m^2)	q_3 (kN/m^2)	q_4 (kN/m^2)	$Q(kN)$		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{com} (kN)
Poteau rectangulaire	5eme étage	1	1	1	1	Q_0 =	37.50	/	37.50
	4eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_1 =	93.75	1	131.25
	3eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_2 =	93.75	0.95	215.62
	2eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_3 =	93.75	0.90	290.62
	1er étage	4	2.5	2.5	4	Q_4	119.18	0.85	420.05
	RDC	4	2.5	2.5	2.5	Q_5 =	112.59	0.8	447.91

Poteau carré	5eme étage	1	1	1	1	Q_0 =	25	/	25
	4eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_1 =	62.5	1	87.5
	3eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_2 =	62.5	0.95	143.75
	2eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_3 =	62.5	0.90	193.75
	1er étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_4 =	62.5	0.85	237.5
	RDC	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_5 =	62.5	0.8	275

B- Charges permanentes et N_u :

Une majoration de 10% de l'effort normal est considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive. (**CBA Art : B.8.1.1) [1]**

Tableau.II.15. vérifications du $\overline{N_u} \geq 1.1N_u$

Type de poteau	L'étage	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	N_u	$1.1N_u$	$\overline{N_u}$	$\overline{N_u} \geq 1.1N_u$
Poteau rectangulaire	**5eme étage**	319.20	319.20	37.5	487.17	535.89	2363.91	C.V
	4eme étage	305.86	630.41	131.25	1047.93	1152.72	2363.91	C.V
	3emeétage	309.47	939.88	215.62	1592.27	1751.49	3117.75	C.V
	2eme étage	309.47	1249.35	290.62	2122.55	2334.81	3117.75	C.V
	1er étage	313.7	1563.05	420.05	2740.19	3014.21	3954.88	C.V
	RDC	311.32	1874.37	447.91	3202.26	3522.49	3954.88	C.V
Poteau carré	**5eme étage**	204.87	204.87	25.00	314.07	345.48	1127.19	C.V
	4eme étage	190.38	395.25	87.50	664.84	731.32	1127.19	C.V
	3emeétage	193.05	588.3	143.75	1009.83	1 110.81	1606.23	C.V
	2eme étage	193.05	781.35	193.75	1345.45	1 479.99	1606.23	C.V
	1er étage	196.18	977.53	237.5	1675.92	1 843.51	2183.78	C.V
	RDC	194.82	1172.35	275	1995.17	2 194.69	2211.07	C.V

II.5.5. Vérification selon le RPA.99 version 2003. Art : 7.4.1 : [3]

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau.II.16. vérifications de coffrage des poteaux

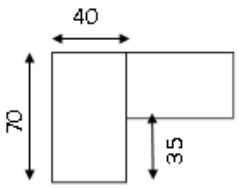
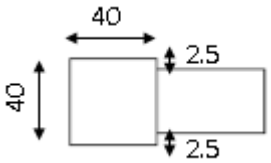
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$Min(b,h) \geq 30cm$	$Min(b,h) = 30cm \geq 30cm$	Oui
$Min(b,h) \geq h_e/20$	$Min(b,h) = 30cm \geq h_e/20 = 339/20 = 16.9cm$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0.25 \leq (b/h) = 0.57 \leq 4$	Oui

II.5.5. Vérification aux zones nodales [3] :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\,;h_1/2)$

Tableau.II.17. vérification aux zones nodales

	$b_{max}(cm)$: $poutre$	$h_1(cm)$ poteau	$b_1\,(cm)$ poteau	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2\,;h_1/2)$	d≤Max $(b_1/2\,;h_1/2)$
	35	70	40	C.V	35	35	C.V
	35	40	40	C.V	2.5	20	C.V

II-6-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armés de grande portée de longueur et de hauteur bien précisée« hauteur d'étage », ils auront pour le rôle de contre-vente-ment et de supportée une fraction des charges verticales avec une partie de charge horizontale.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

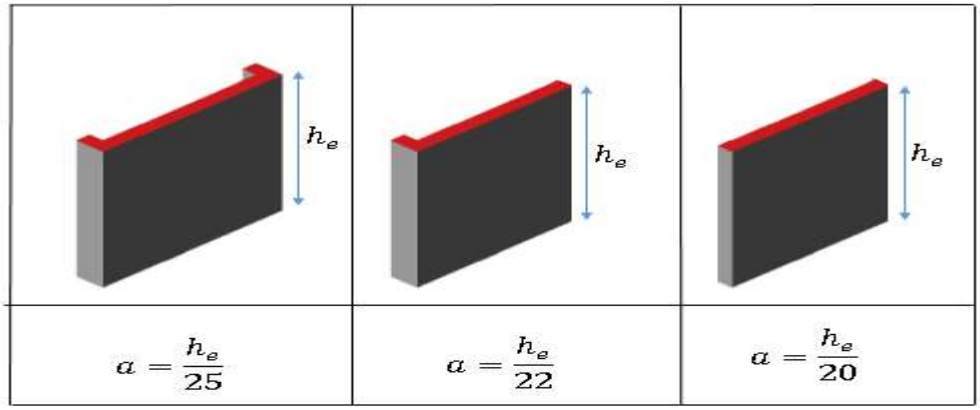


Figure.II.6 : les conditions de résistance

1) salle de conférence :

$h_e = 460 - 70 = 390\text{cm}$ ⟶ $a = \frac{h_e}{25} = \frac{390}{25} = 15.6cm$ on adopte a= 16 cm

2) Niveau RDC

$h_e = 340 - 40 = 300\text{cm}$ $a = \frac{h_e}{25} = \frac{300}{25} = 12\ cm$ on adopte a=15 cm

3) Les étages

$h_e = 374 - 40 = 334\text{cm}$ $a = \frac{h_e}{25} = \frac{334}{25} = 13.36\ cm$ on adopte a=15 cm

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

II.1. L'Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé coulé sur place pour assurée la sécurité des personnes ainsi que la protection de l'étanchéité.

III.1.1. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilée à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

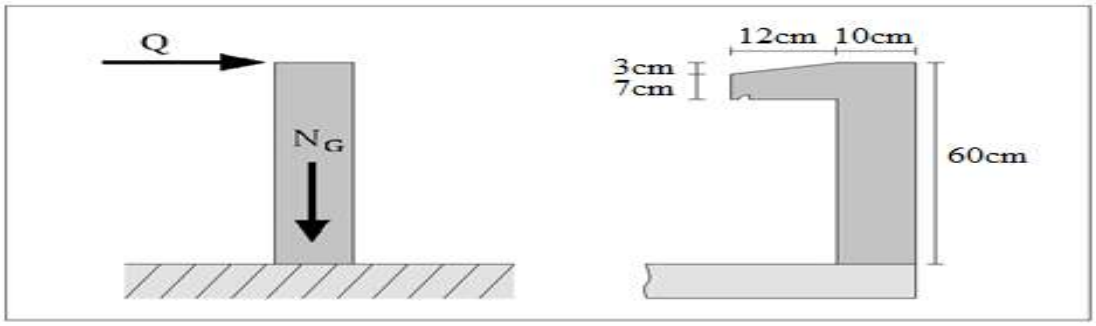


Figure.III.1 : L'acrotère

III-1-2 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau.III.1. Les charge

Charge permanente G $[KN/ml]$	$S \times \rho = \left[(0.6 * 0.1) + (0.12 * 0.07) + \frac{1}{2} * (0.12 * 0.03)\right] = 0.0702 * 25 = 1.755\ KN/ml$
charge d'exploitation Q $[KN/ml]$	1 KN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau.III.2. Les efforts.

	ELU	**ELS**
Effort normal de compression	$N_U = 1.35.G$ =2.40	$N_s = G = 1.775$
Moment fléchissant	$M_u = 1.5\ Q.h$ =0.9	$M_s = Q.h = 0.6$
Effort tranchant	$V_u = 1.5\ Q = 1.5$	$V_s = Q$ =1

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm2 soumise à la flexion composée. **Annexe [A]**

Tableau.III3. calcul et vérification de ferraillage de l'acrotère

ELU		***ELS***	
Données : f_{c28}= 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_e = 400 MPa ; σ_b= 14,17 MPa ; σ_s= 348MPa. b = 100 cm, h = 10cm, d = 7,5cm et c = c' = 2.5 cm $N_u = 2.40$ kN ; $M_u = 0.9$ kN. m		***Données*** : N_{ser} =1.77 KN ; M_{ser} = 0.6$KN.m$ $\overline{\sigma}_b = 15$ MPa ; $\overline{\sigma}_s = 201.63$ MPa	
e_0	37.50cm	e_0	33.89cm
$e_0 > \frac{h}{2} - c$	***oui***	$e_0 > \frac{h}{2} - c$	***oui***
e	0,40 m	B_0	1016.95cm²
M_1	0,96 $KN.m$	V_1	5,04 cm
μ	0,012	V_2	4,96 cm
μ_l	0,392	I_G	8444.28 cm²
$\mu < \mu_l$	***oui***	$e_0 > \frac{I}{B_0 V_2}$	***oui***
β	0,994	p	-3128.07 cm²
$\grave{A}$	0	q	67029.05cm³
A_1	**0,37 cm²**	c	-32.50 cm
A_2	**0.37 cm²**	$y_2{}^3 + p.y_2 + q = 0$	
A_{min}	1cm²	y_2	34.06cm
$A > A_{min}$	Non donc A=A_{min}	y_1	1.60
Le choix	**4 HA10= 3.14 cm².**	S_{xx}	27.995 cm³
A_r	**4 HA10= 3.14 cm²**	K	0.063 N/mm³
S_t	25 cm	σ_b	1.01 MPa
$S_t < S_{min}$	***oui***	σ_s	55.75 MPa
S_{tr}	15 cm	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	***oui***
$S_{tr} < S_{min}$	***oui***	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$	***oui***
Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.			

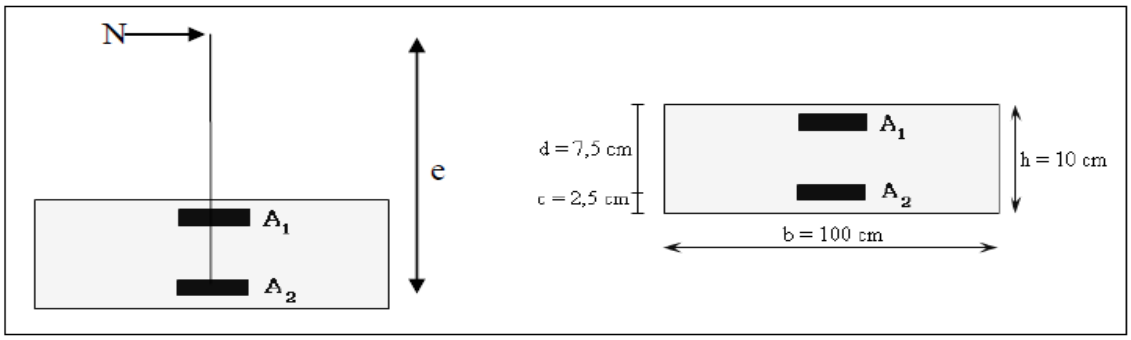


Figure.III.2 : Section de B.A dans l'acrotère

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} \quad \Rightarrow \quad F = -11.83 \text{ kN}$$

$F < 0$, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

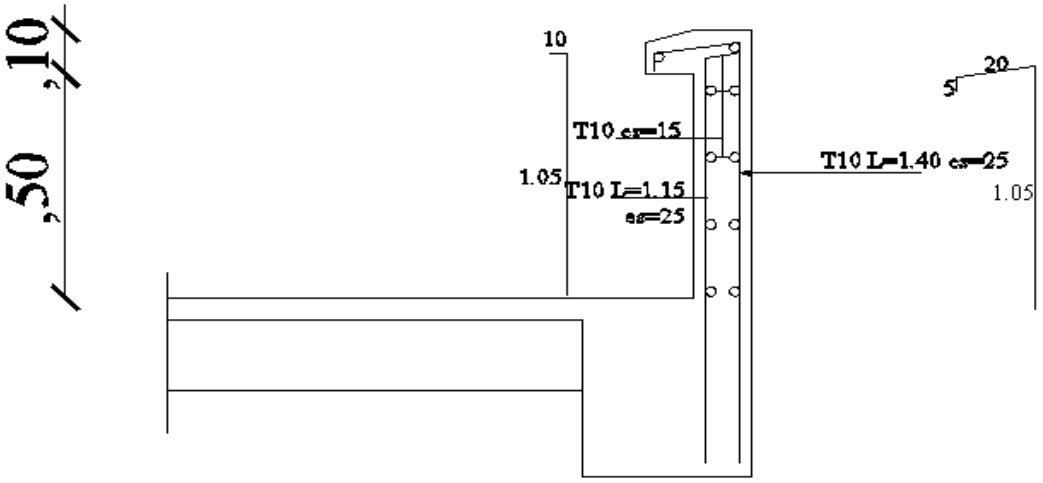


Figure.III.3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Les escaliers :

L'escalier est un composant important, il permet de monter ou descendre afin de changer le niveau, c'est un ensemble de marche et contre marche, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minime d'effort et un maximum de sécurité, ce dernier est constitué par deux composent (palier et paillasse), il ne joue qu'un rôle de service ou de sécurité.

III.2.1. Etudes des escaliers à deux volées avec palier :

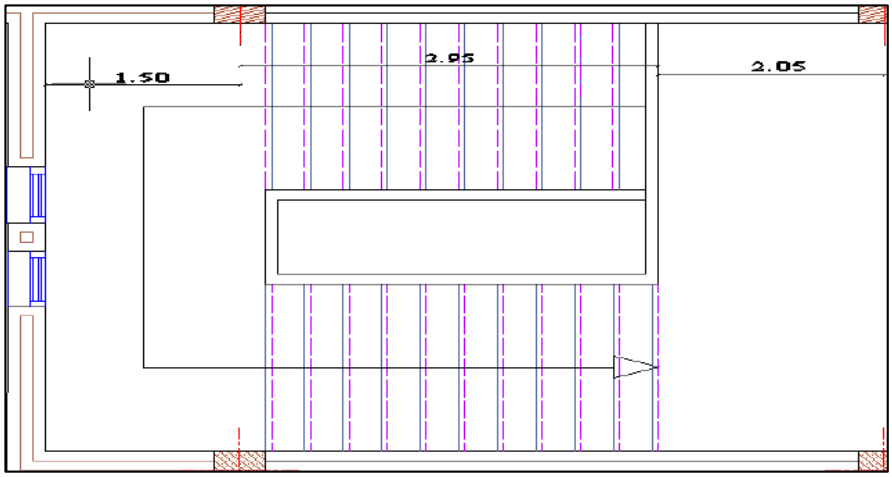


Figure.III.3 : Escaliers à deux volées

III.2.1.1 dimensionnement :

Dans notre projet, on a un escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit :

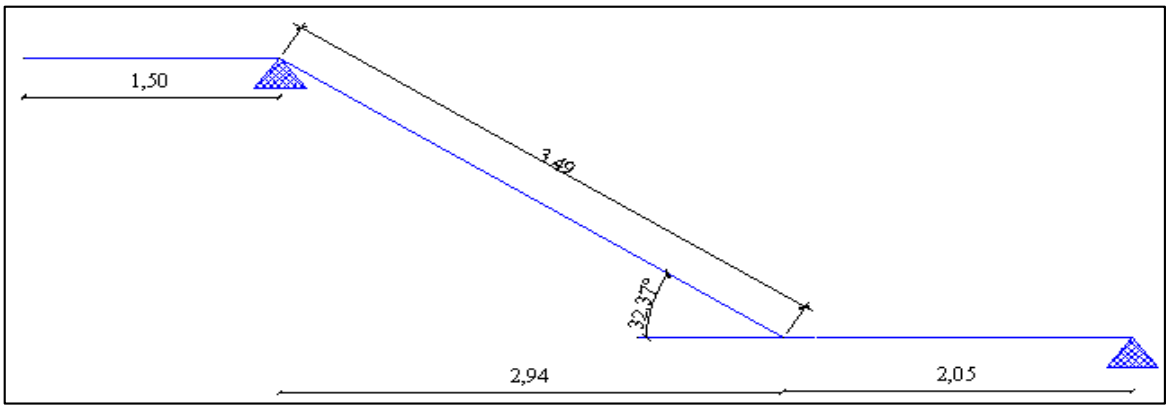


Figure.III.4 : Schéma statique d'une volée d'escalier

Détermination n, g, h :

Pour déterminer n, g, h, On utilise la formule de Blondel

Avec : g : largeur de marche
h : hauteur de contremarche
n : nombre de contremarche

$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$; $g = \frac{L}{n-1}$, $h = \frac{H}{n}$

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1}+\frac{2H}{n} \le 64 \\ \frac{L}{n-1}+\frac{2H}{n} \ge 59 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} -64n^2+(64+2H+L)n-2H \le 0 \\ -59n^2+(59+2H+L)n-2H \ge 0 \end{cases}$$

h = 17 cm , g = 30 cm

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 2.05\ m = 5.54\ m$$

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Rightarrow 15.82\ cm \le e \le 18.46\ cm$$

On prendra : $e = 20\ cm$

III.2.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.1.2.1. Charges permanentes : [2]

a) Charge permanente du palier de repos :

Tableau.III.4 : Charge permanente du palier

N	***Désignation des éléments***	***Epaisseur (m)***	***Poids volumique*** (KN/m^3)	***Poids surfacique*** (KN/m^2)
1	***carrelage***	0.02	20	0.40
2	***Lit de sable***	0.03	18	0.54
3	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40
4	***Dalle du palier***	0.20	25	5.00
5	***Enduit de ciment***	0.02	18	0.36
			Total :	6.70

b) Charge permanente du paillasse :

Tableau.III.5 : Charge permanente de la paillasse

N	***Désignation des éléments***	***Epaisseur (m)***	***Poids volumique*** (KN/m^3)	***Poids surfacique*** (KN/m^2)
1	***carrelage***	0.02	20	0.40
2	***Lit de sable***	0.03	18	0.54
3	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40
4	***Poids propre de la paillasse***	$0.20/\cos\alpha$	25	5.91
5	***Les marches***	0.17/2	25	2.12
6	***Enduit de ciment***	0.02	18	0.36
			Total :	9.74

III.2.1.2.2 Charges d'exploitation : $Q = 4\ kN/m^2$

III.2.1.3. Détermination des efforts :

- ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau.III.6 : Combinaisons des charges dans l'escalier

	G (kN/ml)	Q kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	6.70	4	15.04	10.70
Paillasse	9.74	4	19.15	13.74

III.2.1.3.a. A l'E.L.U :

$$M_t = 0.85M_0 \ ; M_a = 0.5M_0$$

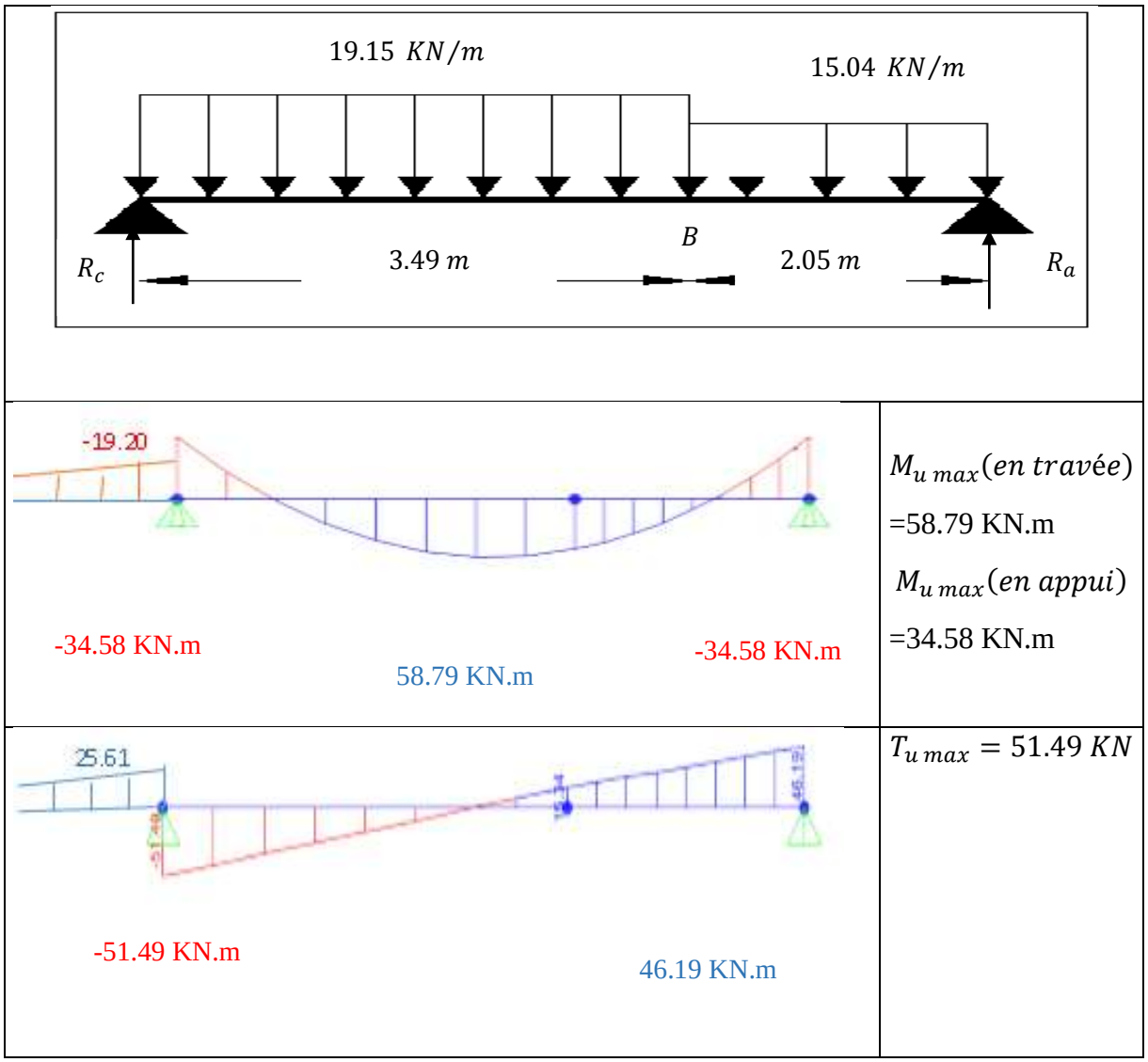
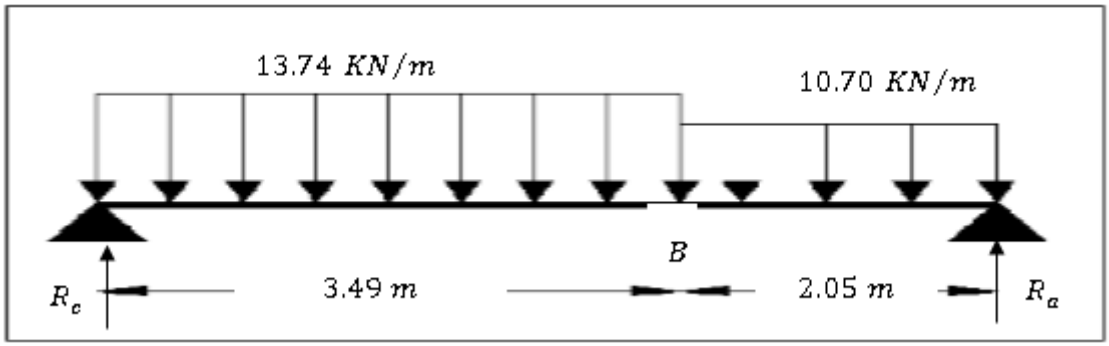
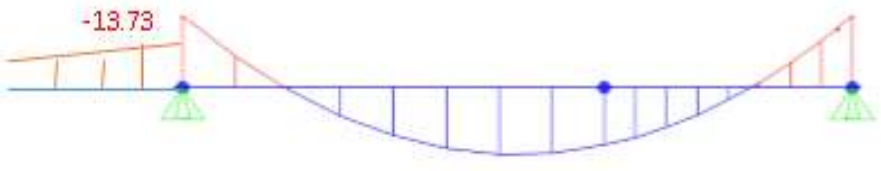


Figure.III.5 : Diagramme des efforts à L' E.L.U

III.2.1.3.b. A l'E.L.S :

$$M_t = 0.85M_0 \;\; ; M_a = 0.5M_0$$





-24.76 KN.m 42.10 KN.m -24.76KN.m

$M_{s\,max}(en\ travée)$ =42.10 KN.m

$M_{s\,max}(en\ appui)$ =24.76 KN.m



-36.91 KN.m 32.98 KN.m

$T_{s\,max} = 36.91\ KN$

Figure.III.6 : Diagramme des efforts à L'E.L.S

III.2.1.4. Ferraillage :

III.2.1.4.1. Armatures longitudinales :

Tableau.III.7 : Caractéristiques des matériaux de l'escalier

Béton	$\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa}$	$\mathbf{\gamma_b = 1.5}$	$\mathbf{\sigma_{bc} = 14.17\ MPa}$	$\mathbf{c = 2.5\ cm}$
	$f_{t28} = 2.1$ MPa	b = 100 cm	h = 20 cm	d = 17.5cm
Acier	Fe E400	$f_e = 400$ MPa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}}$; $A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

Tableau.III.8 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A′ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	58.79	0.135	0.927	10.41	0	7HA14=10.78
En appuis	34.58	0.080	0.958	5.92	0	7HA12=7.92

Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

Tableau.III.9 : Vérification de la section d'armatures

	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Remarque
En travée	12.06	2	C.V
En appuis	6.78	2	C.V

III.2.1.4.2. Armatures de répartition : [1]

Tableau.III.10 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	3.015	7 HA10= 5.50
En appuis	1.695	7 HA10= 5.50

III.2.1.4.3. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau.III.11 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	$S_t = 15\ cm \leq \min[3h = 36\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$	$S_t = 15\ cm \leq \min[4h = 48\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$
En appuis	$S_t = 15\ cm \leq \min[3h = 36\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$	$S_t = 15\ cm \leq \min[4h = 48\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$

III.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ \text{MPa}\ ;5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \left[\frac{51.49 \times 10^3}{(100 \times 17.5) * 10^{-4}}\right] * 10^{-6} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.294\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.294\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots.\ \text{C.V}$$

III.2.1.6. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$; $\quad y = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $D = \frac{15A}{b}$, $E = 2Dd$; $I = \frac{b}{3} y^3 + 15\,A(d-y)^2$

Tableau.III.12 : Vérification de ferraillage de l'escalier à

	A (cm^2)	**M_{ser} (kN.m)**	**y (cm)**	**I (cm^4)**	**σ_b (MPa)**	**$\overline{\sigma}_b$ (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$**
En travée	12.06	42.10	6.35	31024.86	8.61	15	C.V
En appuis	6.78	24.76	5.03	20056.54	6.21	15	C.V

III.2.1.7. Vérification de la flèche : [1]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{554} = 0.036 \geq \frac{58.79}{10 \times 69.17} = 0.085 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{100 \times 17.5} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \qquad (c.v)$$

III.2.2.poutre palière :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.2.2.1. Pré dimensionnement :

Tableau.III.13 : Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L = 470 cm $\Rightarrow$ 31.33cm $\leq$ h $\leq$ 47 cm $\Rightarrow$ On adopte : h = 40 cm $\Rightarrow$ 12 cm $\leq$ b $\leq$ 28 cm $\Rightarrow$ On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA	b = 30cm $\geq$ 20 cm h = 40 cm $\geq$ 30 cm h/b = 1.33 $\leq$ 4.0 Conditions vérifiées

Conclusion : Pour la poutre palière, on adopte la section : $(b \times h) = (30 \times 40)cm^2$

III.2.2.3. Charges revenant à la poutre :

- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière) :

$$R_u = 51.49 \text{ kN} \quad , \quad R_{ser} = 36.91 \text{ kN}$$

- Poids propre de la poutre palière : $0.30 \times 0.40 \times 25 = 3.00$ kN/ml
- Poids du palier :$0.75 \times 6.70 = 5.02$ kN/ml

$P_u = 1.35(3.00 + 5.02) + R_u \quad \Rightarrow \quad P_u = 62.31$ kN/ml

$P_{ser} = (3.00 +) + R_{ser} \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 44.93$ kN/ml

III.2.2.4. Calcul des efforts :

$T_{max} = R_A = R_B = PL/2$; $M_a = M_b = \frac{P_{U\times}L^2}{12}$; $M_{t\,max} = \frac{P_{U\times}L^2}{24}$

Tableau.III.14 : Sollicitations de la poutre palière

	E.L.U	E.L.S
$\mathbf{T_{max}\ (kN)}$	146.42	105.58
$\mathbf{M_t\ (kN.m)}$	57.35	41.35
$\mathbf{M_a\ (kN.m)}$	114.70	82.70

III.2.2.5. Ferraillage de la poutre palière :

III.2.2.5.1. Armatures longitudinales : annexe [C] prg 1

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau.III.15 : Ferraillage de la poutre palière

	$\mathbf{M\ (kN.m)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\boldsymbol{\beta}$	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adopt}\ (cm^2)}$
En travée	57.35	0.095	0.949	4.53	1.20	3HA14=4.62
En appuis	114.70	0.191	0.892	9.15	1.20	6HA14=9.24

a) Vérification à l'E.L.S : annexe [B] prg 2

Tableau.III.16 : Vérification de la poutre palière à l'E.L.S

	$\mathbf{M_{ser}\ (kN.m)}$	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{Y\ (mm)}$	$\mathbf{I\ (cm^4)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ (MPA)	$\boldsymbol{\bar{\sigma}_b}$ **(MPa)**	$\boldsymbol{\sigma_b \le \bar{\sigma}_b}$
En travée	43.45	4.62	5.51	39086.79	6.13	15	CV
En appuis	86.90	9.24	7.75	69500.65	9.32	15	CV

b) Vérification selon RPA99 version2003 :

- $A_{min} = 0.5\%\ b.h$
- $A_{max} = 4\%\ b.h$ (zone courante)
- $A_{max} = 6\%\ b.h$ (zone de recouvrement)

Tableau.III.17 : Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003

	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{max}\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adopt}\ (cm^2)}$
En travée	4.62	6	48	2*3HA14=9.24cm²
En appuis	9.24	6	48	3HA14+6HA14=13.85cm²

***c)* Les Vérifications selon CBA : [1]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ \text{MPa}\ ;\ 5\ \text{MPa}\right]$

$a = \text{Min}[b - c - 2 = 200\text{mm}\ ;\ 0.9d = 243\text{mm}]$

Tableau.III.18 : Les Vérifications selon CBA

Les vérifications	**l'effort tranchant (MPA)**		**compression dans la bielle de béton (KN)**		**armatures longitudinales (cm^2)**	
Les conditions	$\frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$		$T_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$		$A_l \geq \frac{\gamma_s.T_u}{f_e}$	
Les calcule	**1.36**	**3.33**	**156.66**	**510**	**6.78**	**4.42**
vérifications	**CV**		**CV**		**CV**	

III.2.2.5.2. Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t :** $\overline{S_t} \leq \text{Min}[0.9d\ ; 40cm] = 33.75cm$

$A_{t\,min} = 0.003\ S_t.b \rightarrow S_t = \frac{A_{tmin}}{0.003 \times b} = 22.33cm$

Donc, on prend : $S_t = 20$ cm

$\overline{S_t} \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 10cm\ ;\ 12\emptyset_l = 16.8cm\right] = 10$ cm (zone nodale) On adopte : $S_t = 10\ cm$

$\overline{S_t} \leq \frac{h}{2} = 20$ cm (zone courante) On adopte : $S_t = 15\ cm$

- **Diamètre des armatures transversales ϕt :**

$\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \emptyset_l\right] = 11.40$ mm On adopte : $\emptyset = 8$ mm

$\emptyset_t = 8$ mm , $a_t = \frac{\pi \emptyset_t^{\,2}}{4} = 0.50\ cm^2$, $A_t = a_t.n_t$ $(n_t = 4)$ $A_t = 2.00\ cm^2$

- **.Vérification selon RPA : [3]**

zone nodale : $A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\ cm^2 \leq A_t = 2.01\ cm^2$ (C.V)

zone courante : $A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2 \leq A_t = 2.01\ cm^2$ (C.V)

Tableau.III.19 : les armatures transversales dans la poutre palier et leur espacement

La Zone	A transversales	Espacement
nodale	$4\emptyset 8 = 2.01cm^2$	10 cm
courante	$4\emptyset 8 = 2.01cm^2$	15 cm

- **Vérifications nécessaires : [1]**

K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible.

α=90° Pour les armatures transversales.

Tableau.III.20 : les Vérifications nécessaires

La Zone	$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\ b_0.S_t}{f_e}$		; $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}.k)}{0.9\ f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$	
nodale	2.01	0.30	0.0067	0.0023
courante	2.01	0.45	0.0044	0.0023
condition	CV		CV	

III.2.2.6.Vérification préliminaire de la flèche : [1]

Tableau.III.21 : Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles

1ère Condition	2ème Condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
$\frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{60.19}{10 \times 180.55} = 0.033$	$\frac{12.06}{30 \times 37.5} = 0.010 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010$
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.3. Etudes des escaliers balancé :

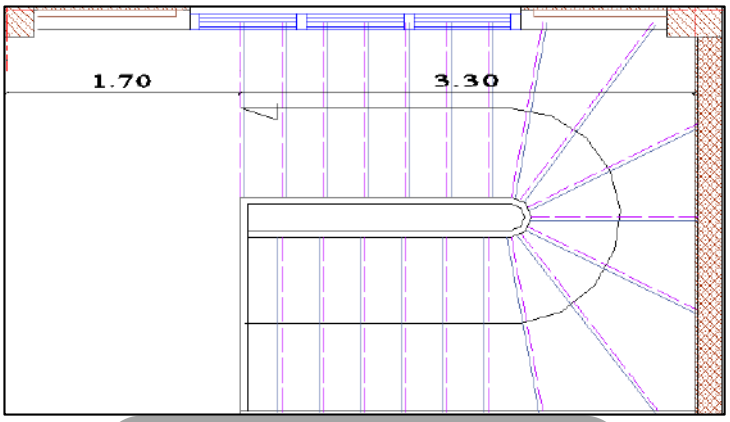


Figure.III.7 : Escaliers balancé

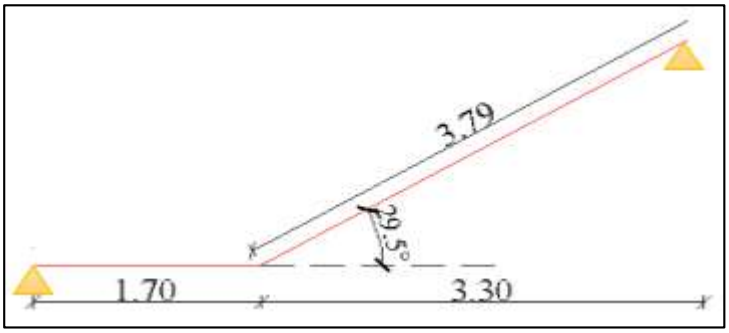


Figure.III.8 : Schéma statique d'une volée d'escalier

III.2.3.1 dimensionnement :

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_0 + 1.70\ m = 5.49\ m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \Rightarrow \quad 15.68\ cm \leq e \leq 18.30\ cm$$

On prendra : $e = 20\ cm$

III.2.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

Pour le 2eme type d'escalier (balancé) on a la même épaisseur que le premier, alors (même charge pour les deux types).

III.2.3.3. Détermination des efforts :

III.2.3.3.a. A l'E.L.U :

$$M_t = 0.85M_0 \quad ; M_a = 0.5M_0$$

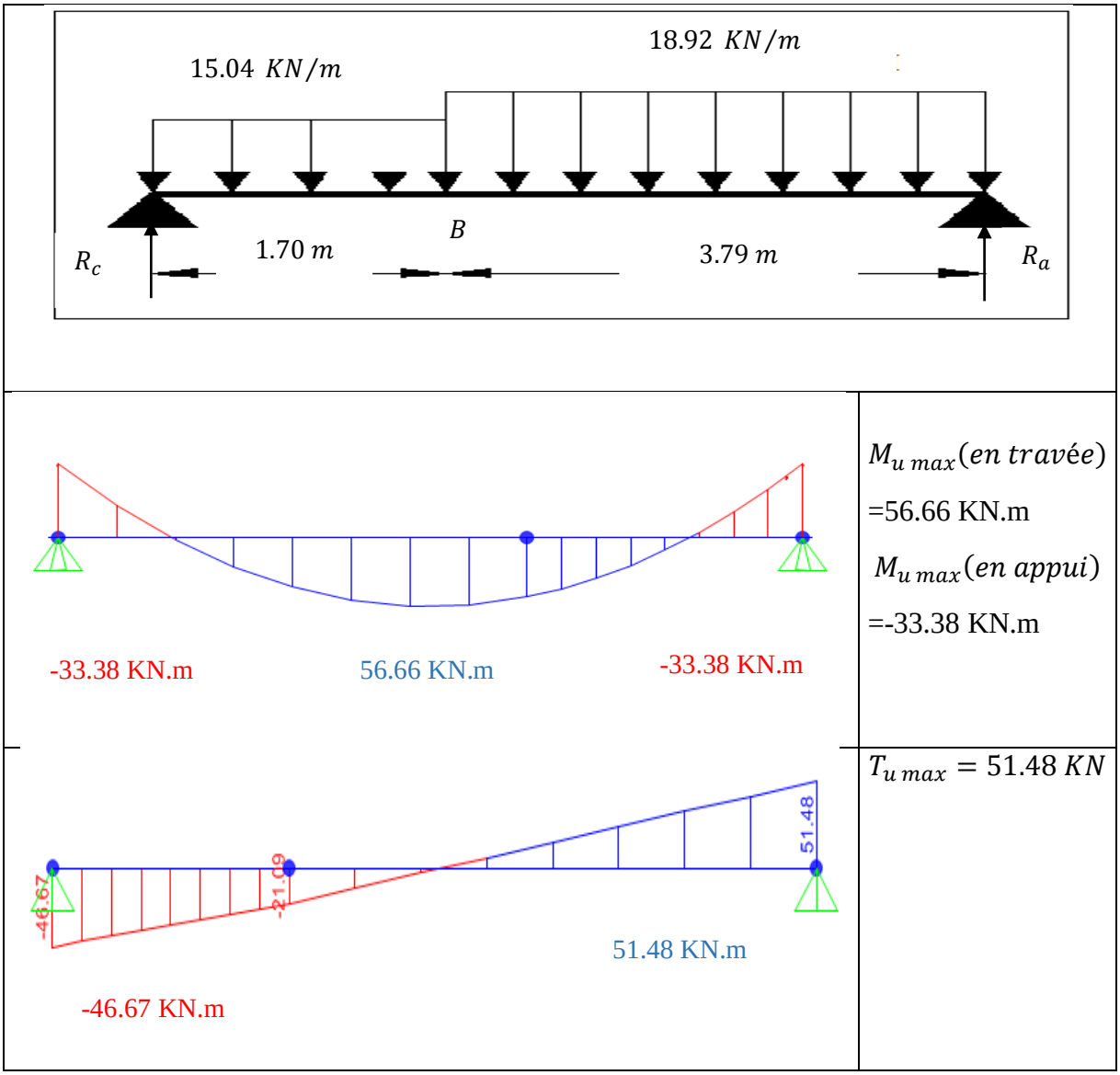
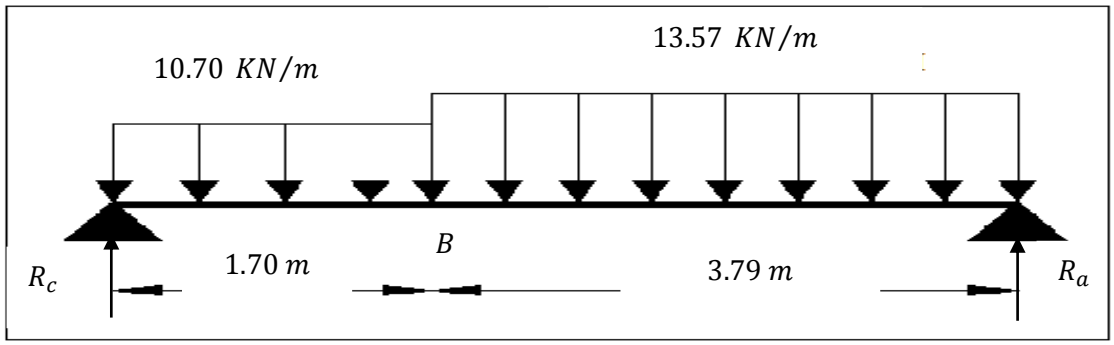
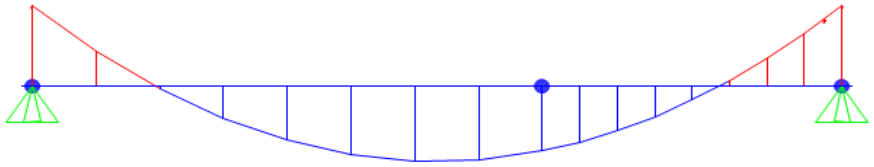


Figure.III.9 : Diagramme des efforts à L'E.L.U.

III.2.3.3.b. A l'E.L.S :

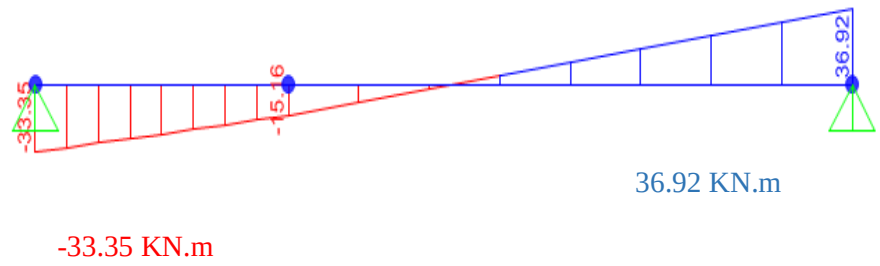
$$M_t = 0.85M_0 \ ; M_a = 0.5M_0$$





$M_{s\,max}(en\ travée)$ =40.60 KN.m

$M_{s\,max}(en\ appui)$ =-23.88 KN.m



$T_{s\ max} = 36.92\ KN$

Figure.III.10 : Diagramme des efforts à L'E.L.S

III.2.3.4. Ferraillage :

III.2.1.4.1. Armatures longitudinales :

Tableau.III.22 : Caractéristiques de l'escalier et de matériau

Béton	$f_{c28} = 25$ MPa	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.17$ MPa	c = 2.5 cm
	$f_{t28} = 2.1$ MPa	b = 100 cm	h = 20 cm	d = 17.5cm
Acier	Fe E400	$f_e = 400$ MPa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}}$; $A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

Tableau.III.23 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A′ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	56.66	0.130	0.930	10.00	0	7HA14=10.78
En appuis	33.38	0.076	0.960	5.70	0	7HA12=7.92

Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

Tableau.III.24 : Vérification de la

	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Remarque
En travée	10.78	2	C.V
En appuis	7.92	2	C.V

III.2.1.4.2. Armatures de répartition : [1]

Tableau.III.25 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	2.69	7HA10=5.50
En appuis	1.98	7HA10=5.50

III.2.1.4.3. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau.III.26 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	$S_t = 15\ cm \leq \min[3h = 36\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$	$S_t = 15\ cm \leq \min[4h = 48\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$
En appuis	$S_t = 15\ cm \leq \min[3h = 36\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$	$S_t = 15\ cm \leq \min[4h = 48\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$

III.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ \text{MPa}\ ;\ 5\ \text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \left[\frac{51.48 \times 10^3}{(100 \times 17.5) * 10^{-4}}\right] * 10^{-6} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.294\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.294\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \quad \Rightarrow$ ……. C.V

III.2.1.6. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$; $y = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $D = \frac{15A}{b}$, $E = 2Dd$; $I = \frac{b}{3} y^3 + 15\,A(d-y)^2$

Tableau.III.27 : Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS

	A (cm^2)	**M_{ser} (kN.m)**	**y (cm)**	**I (cm^4)**	**σ_b (MPa)**	**$\overline{\sigma}_b$ (MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$**
En travée	10.78	40.60	6.07	28580.18	8.63	15	C.V
En appuis	7.92	23.88	5.36	22641.66	5.66	15	C.V

III.2.1.7. Vérification de la flèche : [1]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{549} = 0.036 \geq \frac{56.66}{10 \times 66.76} = 0.084 \qquad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 17.5} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \qquad (c.v)$$

III.3. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de quatre<cm> d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression : [1]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression à une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02 * L * \frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  $50cm \leq (L=60cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.46\ cm^2/m.l$

➢ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par : $Al \geq \frac{At}{2} = 0.23\ cm^2/m.l$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5. et un espacement 20cm x 20 cm.

III.3.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcule est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

Elles sont calculées par les sollicitations (G ; Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S=(0.60*L), on dispose les poutrelles dans le sens la petite portée.

- ❖ Avant coulage.
- ❖ Après coulage.

III.3.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou $(0.5 * L)$ kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

$$Q = \max[1kN\ ; 0.5L = 2.50] = 2.50\ kN$$

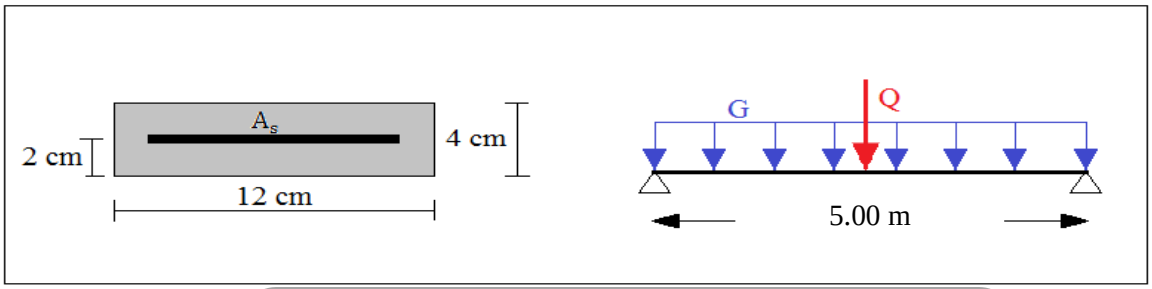


Figure.III.11 : Schéma de la poutrelle avant coulage

a) Charges et surcharges :

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau.III.28 : Les charges de la poutrelle avant coulage

L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5.00	2.50	Poids de la poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25=0.12	0.60*1=0.60
		0.72	

Le calcul en flexion simple :

Tableau.III.29 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_u(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 2.25$	$\frac{QL}{4} = 3.125$	$1.35M_G + 1.5M_Q = 7.725$

b) Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 * G * L^4}{384 * E * I} + \frac{Q * L^3}{48 * E * I} = \frac{5 * 0.72 * 5000^4}{384 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{2.5 * 10^3 * 5000^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

=600.91mm

- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m
- L=5.00m $\bar{f} = \frac{L}{500}$ =10 mm

f =600.91 mm < $\bar{f}$=10 mm …… (C N V).

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

c) Calcul des étaiements :

Tableau.III.30 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
1	0.72	1.25	2.50	3.75	0.50	CNV
2		1	1.67	0.83	0.33	CNV
3		1	1.25	0.31	0.25	CNV
4		1	1.00	0.15	0.20	CV

Conclusion : On place chaque1.00 m un étaiement.

III.3.2.2. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Méthodes de calcul :

a) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq Min\begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible

Exposé de la méthode :

Les étapes de calcul de la méthode forfaitaire sont dans **l'annexe [B]**

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

b) Méthode de Caquot :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

III.3.2.2.1 Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.31 : Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G kN/m	Q kN/m	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	7.47*0.60=4.48	1*0.60=0.60	6.95	5.08
Plancher de RDC	6.80*0.60=4.08	2.5*0.60=1.50	7.76	5.58
		4*0.60=2.40	9.11	6.48
Plancher courant	6.80*0.60=4.08	2.5*0.60=1.50	7.76	5.58

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher de RDC (ou plancher courant) ayant la plus grande sollicitation et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- **les types des poutrelles :**

Les types des poutrelles de notre projet sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau.III.32 : les types des poutrelles

Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à six travées. Poutrelles à cinq travées. Poutrelles à trois travées. Poutrelles à deux travées. Poutrelles à une seule travée.	Poutrelles à six travées. Poutrelles à cinq travées. Poutrelles à trois travées. Poutrelles à une seule travée.

Tableau.III.33 : les types des poutrelles le plus défavorable

Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à cinq travées. Poutrelles à trois travées. Poutrelles à une seule travée.	Poutrelles à une seule travée. Poutrelles à deux travées.

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Tableau.III.34 : Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

conditions	Plancher courant	Vérification	Plancher terrasse	Vérification
$Q \leq Min\begin{cases}2G\\5000N/mm^2\end{cases}$	$4ou2.5KN/m^2 \leq Min\begin{cases}13.60KN/m^2\\5KN/m^2\end{cases}$	C.V	$1KN/m^2 \leq Min\begin{cases}14.94KN/m^2\\5KN/m^2\end{cases}$	C.V
$\mathbf{0}.8 \leq L_n/L_{n+1} \leq 1.25$ Tous les travées =5m	$\mathbf{0}.8 \leq 1 \leq 1.25$	C.V	$\mathbf{0}.8 \leq 1 \leq 1.25$	C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable sur tous les types.

III.3.2.2.2. Sollicitations de calcul :

a) Plancher courant :

Tableau.III.35 : calcul de M et T (Poutrelle à une seule travée)

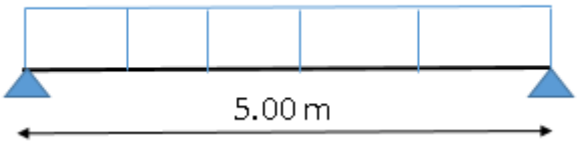
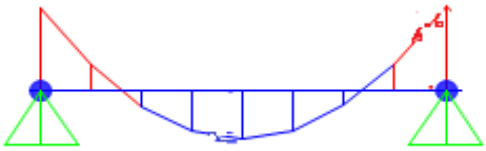
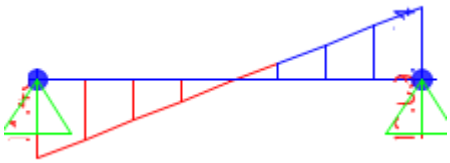
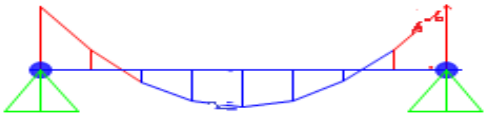
Poutrelle à une seule travée (Plancher courant)				
$Q = 2.5\,KN/m^2$ 				
Etat	sollicitations	Valeur		
ELU	Moment d'appuis kN.m	-4.85		-4.85
	Moment en travée kN.m		21.35	
	Diagramme de moment			
	Effort tranchant kN	-6.25		6.25
	Diagramme d'effort tranchant			
ELS	Moment d'appuis kN.m	-3.48		-3.48
	Moment en travée kN.m		15.35	
	Diagramme de moment			

Tableau.III.36 : calcul de M et T (Poutrelle à 3 travées)

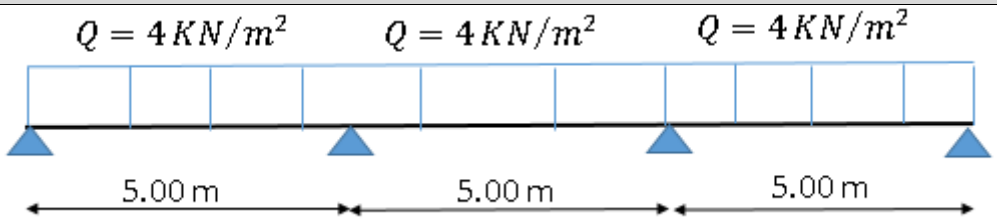
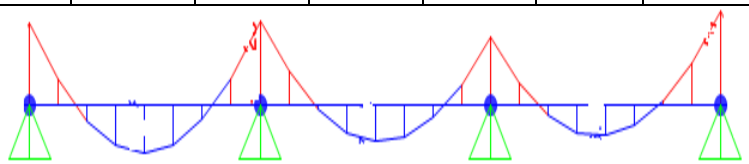
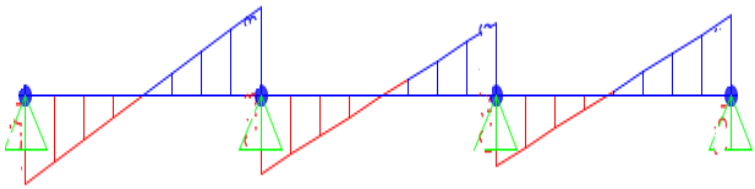
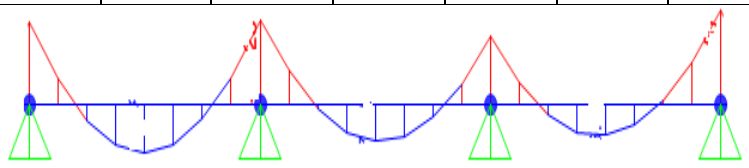
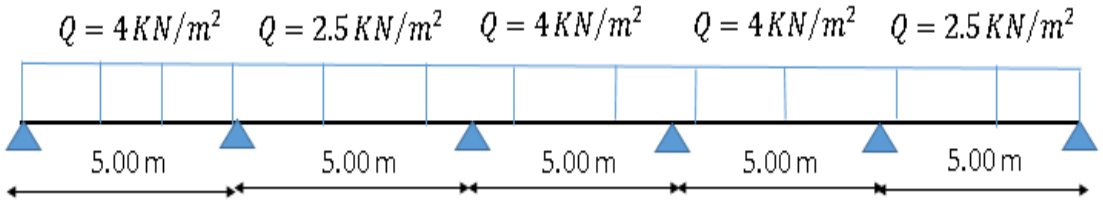
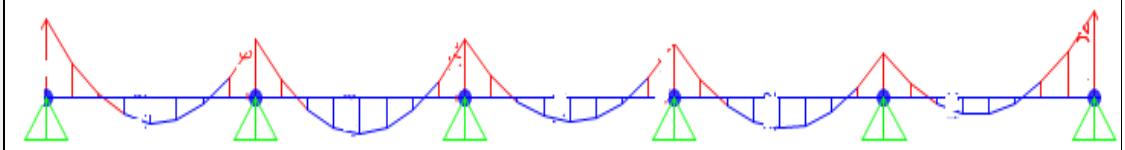
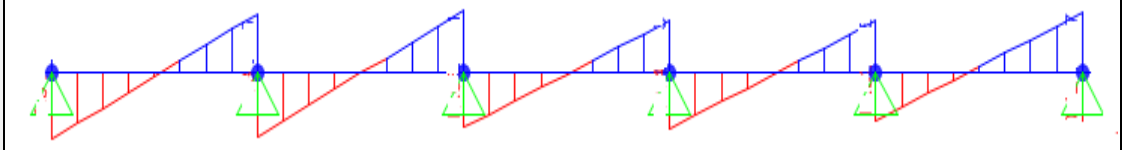
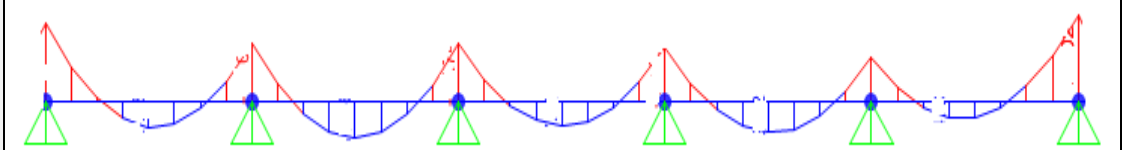
Poutrelle à 3 travées, (Plancher courant)								
								
Etat	sollicitations	Valeur						
ELU	Moment d'appuis kN.m	-5.96		-14.23		-14.23		-5.69
	Moment en travée kN.m		21.66		17.39		21.66	
	Diagramme de moment							
	Effort tranchant kN	-21.06	24.47	-22.77	22.77	-24.47	21.06	
	Diagramme d'effort tranchant							
ELS	Moment d'appuis kN.m	-4.05		-10.12		-10.12		-4.05
	Moment en travée kN.m		14.17		11.13		14.17	
	Diagramme de moment							

Tableau.III.37 : calcul de M et T (Poutrelle à 5 travées)

Poutrelle à 5 travées, (Plancher courant)



Etat	sollicitations	Valeur									
ELU	Moment d'appuis kN.m	-5.69		-14.23		-11.38		-11.38		-14.23		-4.85
	Moment en travée kN.m		21.66		15.29		20.24		18.82		17.71	
	Diagramme de moment											
	Effort tranchant kN	-21.06	24.48	-19.88	18.91	-22.77	22.77	-22.20	23.34	-20.85	17.94	
	Diagramme d'effort tranchant											
ELS	Moment d'appuis kN.m	-04.05		-10.12		-08.10		-08.10		-10.12		-03.48
	Moment en travée kN.m		15.41		10.99		14.40		13.38		12.74	
	Diagramme de moment											

b) Plancher terrasse

Tableau.III.38 : calcul de M et T (Poutrelle à une seule travée)

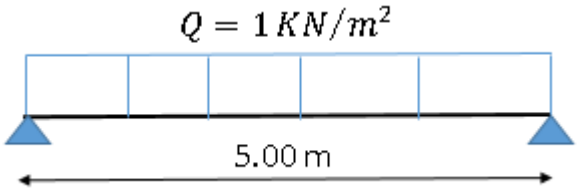
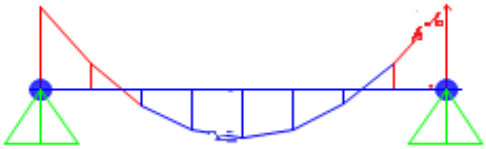
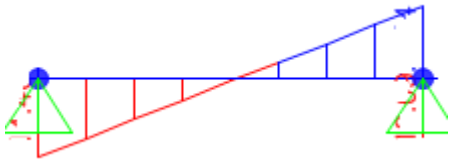
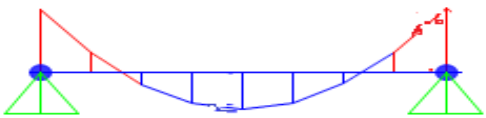
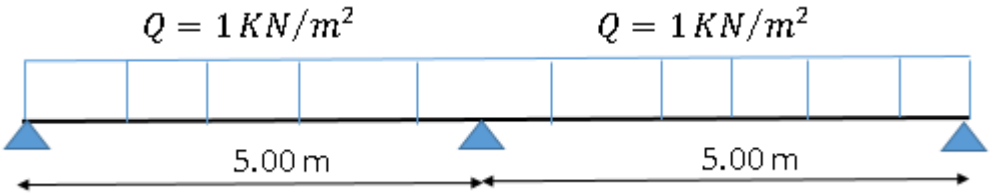
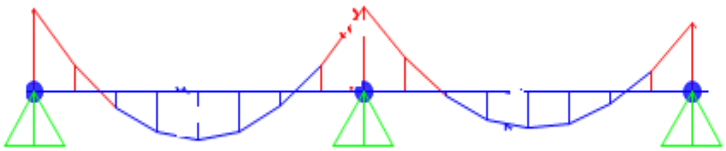
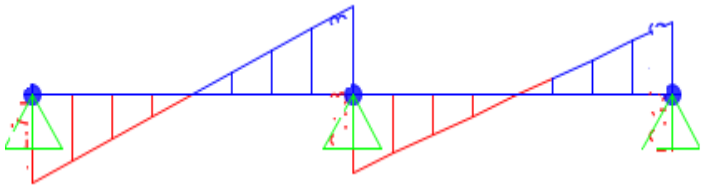
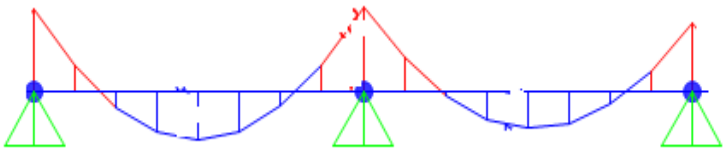
Poutrelle à une seule travée (Plancher courant)				
				
Etat	sollicitations	Valeur		
ELU	Moment d'appuis kN.m	-4.34		-4.34
	Moment en travée kN.m		18.46	
	Diagramme de moment			
	Effort tranchant kN	-6.25		+6.25
	Diagramme d'effort tranchant			
ELS	Moment d'appuis kN.m	-3.17		-3.17
	Moment en travée kN.m		13.49	
	Diagramme de moment			

Tableau.III.38 : calcul de M et T (Poutrelle deux travée)

Poutrelle à une seule travée (Plancher terrasse)						
						
Etat	sollicitations	Valeur				
ELU	Moment d'appuis kN.m	-4.34		-13.03		-4.34
	Moment en travée kN.m		14.11		14.11	
	Diagramme de moment					
	Effort tranchant kN	-15.63	19.11	-19.11	15.63	
	Diagramme d'effort tranchant					
ELS	Moment d'appuis kN.m	-3.17		-9.52		-3.17
	Moment en travée kN.m		10.32		10.32	
	Diagramme de moment					

III.3.2.2.3 Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et en appuis, le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. **Annexe [C]**

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau.III.39 : Les efforts maximaux

Type de plancher	ELU			ELS	
	M_{au}	M_{tu}	T_u	$M_{a\,ser}$	$M_{t\,ser}$
courant	14.23	21.66	24.48	10.12	15.41
terrasse	13.03	18.46	19.11	9.52	13.49

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

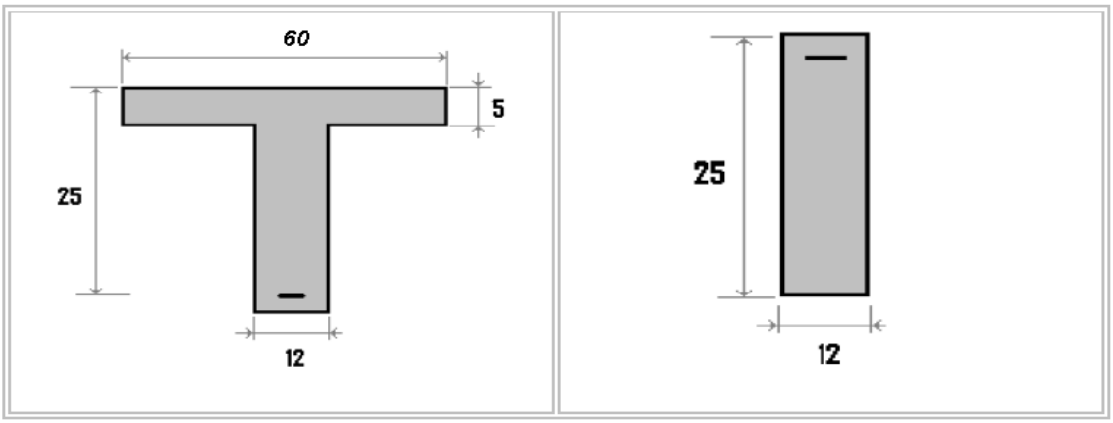


Figure.III.12 : les sections des armatures en travées et en appui.

a) Armatures longitudinales : annexe [C] prg 1

Le calcule se fait avec : La fissuration peu nuisible et la situation durable.

Tableau.III.40 : calcul des armatures

	Plancher courant		Plancher terrasse	
	En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis
$M_u\ (kN.m)$	21.66	14.63	18.46	13.03
$M_0\ (kN.m)$	87.15	/	87.15	/
$M_u < M_0$	l'axe neutre appartient à la table section rectangulaire	/	l'axe neutre appartient à la table section rectangulaire	/
μ	0.048	0.033	0.041	0.29
μ_l	0.392		0.392	
$\mu < \mu_l$	oui	oui	Oui	oui
β	0.975	0.984	0.979	0.985
$A'\ (cm^2)$	0	0	0	0
$A\ (cm^2)$	2.78	1.86	2.36	1.65
$A_{min}\ (cm^2)$	1.5	0.30	1.5	0.30
$A_{adopt}\ (cm^2)$	3HA12= 3.39	2HA12=2.26	3HA12=3.39	2HA12=2.26

Vérification à l'E.L.S : annexe [C] prg 2

Tableau.III.41 : Vérification des poutrelles à l'E.L.S

	Plancher courant		Plancher terrasse	
	En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis
$M_{ser}\ (kN.m)$	15.41	10.12	13.49	9.52
$\overline{\sigma_b}\ (MPa)$	15	15	15	15
$y\ (cm)$	5.46	4.57	5.46	4.57
$I\ (cm^4)$	18897.93	13424.77	18897.93	13424.77
$K\ (N/cm^3)$	81.54	75.38	71.38	70.91
$\sigma_b\ (MPa)$	4.46	3.45	3.90	3.24
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	CV	CV	CV	CV

Après avoir fait les calculs et les vérifications nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.42 : Armatures longitudinales des poutrelles

Section d'armatures	En travée	Aux appuis
	3HA12=3.39	2HA12=2.26

b) Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t :** $S_t \leq \text{Min}[0.9d\ ; 40\text{cm}] = 20.7\ \text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $S_t = 15\ \text{cm}$
- **Diamètre des armature transversales ϕt :** [1]
  $\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \emptyset_l\right] = 7.14\ \text{mm}$ On adopte : $\emptyset = 8\ \text{mm}$

$\emptyset_t = 8\ \text{mm}\ ,\ a_t = \frac{\pi \emptyset_t^{\ 2}}{4} = 0.50\ \text{cm}^2\ ,\ A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 2)$ $A_t = 1.00\ \text{cm}^2$

$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t . b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.54\ \text{cm}^2 \leq A_t = 1.00\ \text{cm}^2$ (C.V) **[3]**

Tableau.III.43 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2Ø8	15

III.3.2.2.4 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{24.48 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.83\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b}; 5\right] = 3.33\ \text{MPa} \quad (C.V)$$

- **Vérifications nécessaires :**

$$A_t = 1.00\ \text{cm}^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\ b_0 . S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18\ \text{cm}^2 \quad (C.V)$$

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k)}{0.9\ f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{b_0 . S_t} = 0.0055 \geq \frac{1.15(0.88 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400(\cos 90 + \sin 90)} = 0.0007 \quad (C.V)$$

Avec : K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible
α=90° Pour les armatures transversales

III.3.2.2.5 Vérification préliminaire de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau.III.44 : Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles

1ère Condition	2ème Condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15\ M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{25}{500} = 0.05 \geq \frac{21.66}{15 \times 28.46} = 0.050$	$\frac{3.39}{12 \times 23} = 0.012 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$
Condition non vérifiée	Condition non vérifiée

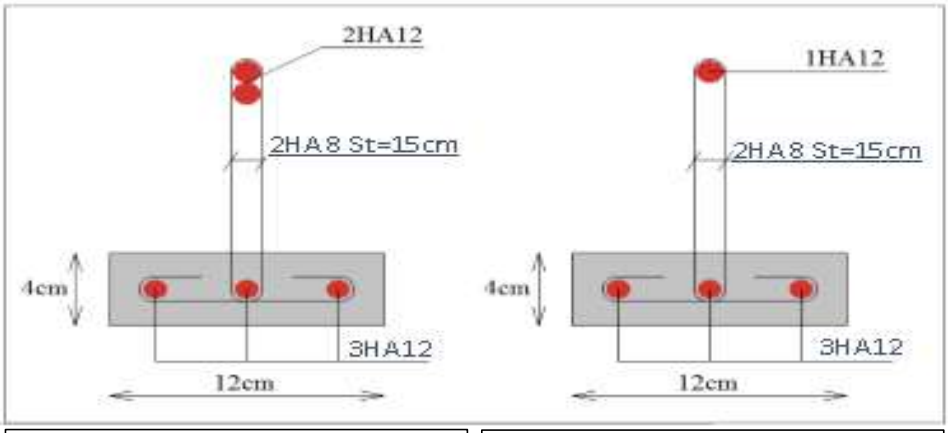
Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$ **annexe [D].**

Tableau. III 45 : Vérification de la flèche des poutrelles

M(kN. m)	A(cm^2)	y(cm)	ρ	ß1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
15.41	3.390	9.342	0.012	0.925	213.665	0.708	3.288	1.17
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv}(cm^4)**	**L(m)**	**f_i(mm)**	**f_v(mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
39837.6085	13164.43	22687.64	5.00	9.098	15.838	6.740	10.00	**cv**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement $h_t = (20 + 5)$ cm du plancher à corps creux avec le ferraillage qu'été calculé pour toutes les poutrelles.



Zone d'appui | Zone en travée

Figure.III.13 : Ferraillage des poutrelles

III.4.La dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur deux ,trois ou quatre appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur quatre appuis avec des dimensions différentes.

III.4.1.Méthode de calcul

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

Tableau.III.46. Détermination des charges de la dalle

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Q_U (KN/m^2)	Q_{SER} (KN/m^2)
7.22	1	11.25	8.22

III.4.1.1. Calcul des sollicitations

On a : $\rho = \frac{L_x}{Ly} = \frac{1.3}{5} = 0.26 \leq 0.4$

- Donc la dalle travaille suivant une seule direction

Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

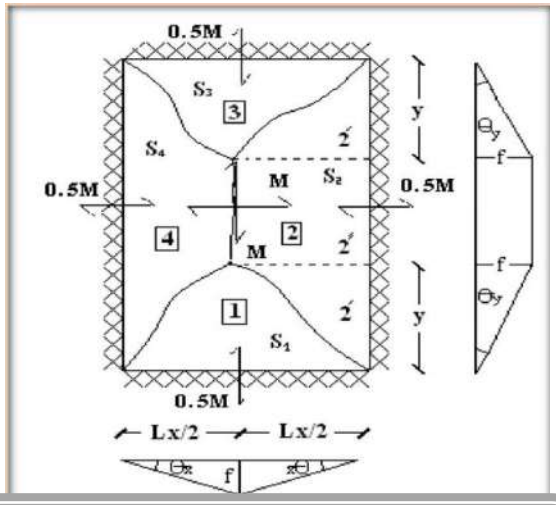


Figure.III.14 : Dalle reposant sur 4 appuis.

- **Travail externe** $\text{Text} = \text{q} \times \text{f} \times (10 - 2.7\text{y})$
- **Travail interne** $Tint = \text{M} \times (15.38 + \frac{2.6}{\text{y}})$
- **Principe de travail virtuel** $\text{q} = \frac{\text{M} \times (15.38 + \frac{2.6}{\text{y}})}{(10 - 2.7\text{y})}$ $(*)$

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**.

$\frac{dq}{dy} = 0$ $41.52\text{y}^2 + 14.04\text{y} - 26 = 0 \rightarrow$ $\text{y} = 0.64$

Pour calculer « M » on remplace la valeur de « y » dans l'équation (*) on obtient $M = 0.42q$

III.4.2. Calcul de ferraillage : annexe [C] prg <1 et 2>

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible. $F_{c28} = 25\ MPA$ $Fe = 400\ MPA$ $\sigma_{adm} = 0.6Fc28 = 15\ MPA$ $\sigma_s = 348\ MPA$

Tableau.III.47. Ferraillage de la dalle pleine

		M(KN.m)	d (cm)	μ	$\mu <$ μ_l	μ	β	A calcul (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)	St (cm)
Sens X	En travée	4.01	12.5	0.018	oui	0	0.991	0.93	1.5	5T10=3.92	25
	En appuis	1.04	12.5	0.004	oui	0	0.998	0.23	1.5	5T10=3.92	25

Tableau.III.48. Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
Sens X	En travée	1.56	$\sigma_{b\,adm} = 15MPA$	Vérifiée	0.077	$\tau_{adm} = 1.17MPA$	Vérifiée
	En appui	0.55		Vérifiée			

II.4.3.Vérification de la flèche :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

$\frac{\text{h}}{\text{l}} \geq \frac{1}{20}\frac{\text{Mt}}{\text{M0}}$ $\Rightarrow \frac{0.15}{1.3} = 0.115 > \frac{1}{20} \times \frac{2.93}{25.69} = 0.005 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$

$\frac{\text{A}}{\text{b0.d}} \leq \frac{4.2}{\text{fe}}$ $\Rightarrow$ $\frac{3.92}{100 \times 12.5} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$

III.5.Dalle machine :

III.5.1.Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur (monte-charge) ainsi que son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur de la machine (MACHINE K 140 VVF).
- La dalle supportant la machine.
- Les cabines d'ascenseur (monte-charge).

III.5.2.Prédimensionnement

Nous avons deux conditions à vérifier

- Résistance à la flexion
- Condition de l'E.N.A (entreprise nationale de l'ascenseur)

Tableau.III.49. Les conditions

Résistance à la flexion	$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40}$	$4.34 \leq e \leq 4.87$
Condition de l'E.N.A	$e \geq 25\ cm$ $\quad on\ prend \quad ep = 25cm$		
Poids étanchéités	$3.47\ KN/m^2$		
Poids propre de la dalle	$G = 0.25 \times 25 = 6.25\ KN/m^2$		

III.3.La charge permanente et la charge d'exploitation : [4]

Tableau.III.50. Poids de la machine

P(KN)			
P1	P2	P3	P4
15	50	12	38
$\sum P$ =115 KN			

$q = \frac{1}{S}\sum P = \frac{115}{1.70*1.95} = 34.70\ {}^{KN}/_{m^2}$ $\quad G_{tout} = 34.70 + 6.25 + 3.47 = 44.42\ {}^{KN}/_{m^2}$

Tableau.III.51. des charges de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu =1.35G + 1.5 Q	Ps =G + Q
44.42	6.30	69.41 kN/m^2	50.72 kN/m^2

III.5.4.calcul des sollicitations

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 4 côtés.

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.95} = 0.87 > 0.4$

- Donc la dalle travaille suivant deux directions.
- Le calcul ce feras par la méthode des lignes de rupture.

III.5.5.Ferraillage de la dalle :

- **Travail externe** $\quad Text = q \times f \times (3.9 - 2.87y)$
- **Travail interne** $\quad Tint = M \times (4.95 + \frac{3.4}{y})$
- **Principe de travail virtuel** $\quad q = \frac{M \times (4.95 + \frac{3.4}{y})}{(3.9 - 2.87y)} \quad (*)$

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**.

$\frac{dq}{dy} = 0$ $\quad 14.21y^2 + 19.52y - 13.26 = 0 \rightarrow \quad y = 0.5$

Pour calculer « M » on remplace la valeur de « y » dans l'équation (*) on trouve $M = 0.2q$

III.5.6. Calcul de ferraillage : annexe [C] prg <1 et 2>

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

$F_{c28} = 25\ MPA\ \ Fe = 400\ MPA\ \ \sigma_{adm} = 0.6Fc28 = 15\ MPA\ \sigma_s = 348\ MPA$

Tableau.III.56. Ferraillage de la dalle machine

		M(KN.m)	d (cm)	μ	$\mu_{<}$ μ_{l}	μ	β	A calcul (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)	St (cm)
Sens X	En travée	10.41	22.5	0.014	oui	0	0.993	1.34	1.5	5T10=3.92	25
	Eux appuis	6.94	22.5	0.010	oui	0	0.995	0.89	1.5	5T10=3.92	25
Sens y	En travée	10.41	22.5	0.014	oui	0	0.993	1.34	1.5	5T10=3.92	25
	En appuis	6.94	22.5	0.010	oui	0	0.995	0.89	1.5	5T10=3.92	25

Tableau.III.57. Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
Sens X	En travée	1.58	$\sigma_{b\,adm} = 15MPA$	Vérifiée	0.14	$\tau_{adm} = 1.17MPA$	Vérifiée
	En appui	1.05		Vérifiée			Vérifiée
Sens-y	En travée		$\sigma_{b\,adm} = 15MPA$	Vérifiée	0.16	$\tau_{adm} = 1.17MPA$	Vérifiée
	En appui			Vérifiée			Vérifiée

II.5.7.Vérification de la flèche :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

$\frac{h}{lx} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \frac{0.25}{1.7} = 0.14 > \frac{1}{20} \times \frac{5.07}{22.45} = 0.011 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.92}{100 \times 22.5} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$

III.5.8. Vérification au poinçonnement : [1]

Si la condition suivante est vérifiée, la disposition supplémentaire n'est pas nécessaire.

$$Q_u \leq F_{lim} = \frac{0.045 \times h \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Uc = (a+b + 2h) x 2

Avec :

Uc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur totale de la dalle.

a.b : Dimensions de la dalle.

Tableau.III.58. Vérification au poinçonnement

Q_u (KN/m^2)	h (mm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (mm)	b (mm)	uc (mm)	F_{limite} (KN)	$Q_u \leq F_{lim}$
69.41	250	25	1.5	1700	1950	8300	1556.25	Vérifiée

III.6.dalle de la Toiture pyramide :

Comme son nom l'indique, il s'agit d'un type de toit qui est en forme de pyramide, ce type de toit est généralement utilisé sur des petites portions, est un élément décoratif dans les grande structure, ce rôle principal dans notre projet est de protéger le vide contre la pluie le vent ainsi qu'il assurée l'entrer de lumière de soleil.

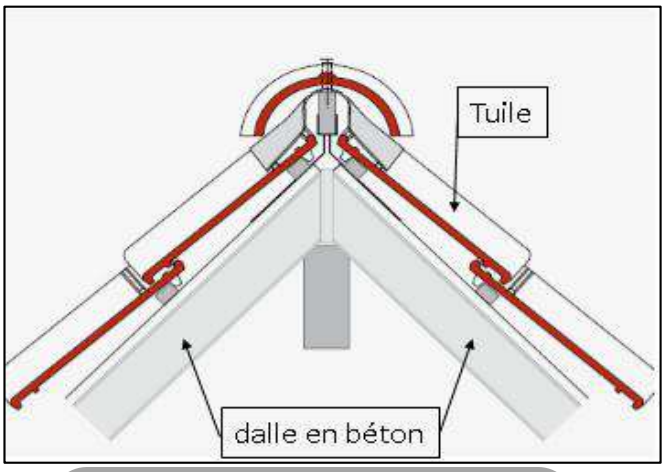


Figure.III.15 : Toiture pyramide

III.6.1.Méthode de calcul :

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

Tableau.III.59. Détermination des charges de la dalle

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Q_U (KN/m^2)	Q_{SER} (KN/m^2)
0.45+0.15*25= 4.2	1	7.17	5.2

III.6.1.1. Calcul des sollicitations

On a : $\rho = \frac{L_x}{Ly} = \frac{5}{5} = 1 \leq 0.4$

- Donc la dalle travaille suivant deux directions.

Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

- **Travail externe** $\text{Text} = \text{Pu} \times \text{f} \times (10 - 0.67\text{y})$
- **Travail interne** $Tint = \text{M} \times (4 + \frac{10}{\text{y}})$
- **Principe de travail virtuel** $\text{q(y)} = \frac{\text{M} \times \left(4 + \frac{10}{\text{y}}\right)}{(10 - 0.67\text{y})}$ $(*)$

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**.

$\frac{dq}{dy} = 0$ $2.86\text{y}^2 + 13.4\text{y} - 100 = 0 \rightarrow$ $\text{y} = 4.02$

Pour calculer « M » on remplace la valeur de « y » dans l'équation (*) on trouve $M = 1.13q$

III.6.2. Calcul de ferraillage : annexe [C] prg <1 et 2>

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible. $F_{c28} = 25\ MPA$ $Fe = 400\ MPA$ $\sigma_{adm} = 0.6Fc28 = 15\ MPA$ $\sigma_s = 348\ MPA$

Tableau.III.60. Ferraillage de la dalle pleine

		M(KN.m)	d (cm)	μ	$\mu <$ μ_l	μ	β	A calcul (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)	St (cm)
Sens X	En travée	6.1	12.5	0.027	oui	0	0.986	1.42	1.5	5T10=3.92	25
	Eux appuis	4.05	12.5	0.018	oui	0	0.991	0.93	1.5	5T10=3.92	25
Sens Y	En travée	6.1	12.5	0.027	oui	0	0.986	1.42	1.5	5T10=3.92	25
	En appuis	4.05	12.5	0.018	oui	0	0.991	0.93	1.5	5T10=3.92	25

Tableau.III.61. Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
Sens X	En travée	2.35	$\sigma_{b\,adm} = 15MPA$	Vérifiée	0.096	$\tau_{adm} = 1.17MPA$	Vérifiée
	En appui	1.32		Vérifiée			Vérifiée
Sens-y	En travée	2.35	$\sigma_{b\,adm} = 15MPA$	Vérifiée	0.096	$\tau_{adm} = 1.17MPA$	Vérifiée
	En appui	1.32		Vérifiée			Vérifiée

II.6.3.Vérification de la flèche :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \frac{0.15}{1.3} = 0.03 \; > \frac{1}{20} \times \frac{4.41}{16.25} = 0.014 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.92}{100 \times 12.5} = 0.003 \; < \frac{4.2}{400} = 0.011 \ldots\ldots\ldots \text{c.v}$$

Chapitre IV

Etude Dynamique

IV.1. Introduction :

L'analyse dynamique d'un bâtiment est une étude complexe qui commence par la Modélisation du bâtiment en question. Cette modélisation est menée en connaissant les caractéristiques de l'ouvrage qui interviennent dans la détermination des effets maximaux d'origine sismique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis à savoir « SAP2000 » Avec une modélisation dynamique adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G).
- Le centre de rigidité (R).

IV.2.1. centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum(W_i \times X_i)}{\sum W_i} \qquad \text{Et} \qquad Y_G = \frac{\sum(W_i \times y_i)}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Poids de la masse concentrée de l'élément « i » de niveau considéré.
X_i et Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.
X_G et Y_G: Coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. centre de torsion :

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- ✓ Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repère parallèlement et sans rotation.
- ✓ Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi
Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Les poteaux : $I_x = \frac{b \times h^3}{12}$; $I_y = \frac{h \times b^3}{12}$
- Les voiles pleins : $I_x = \frac{L \times e^3}{12}$; $I_y = \frac{e \times L^3}{12}$
- Les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2c.m}{(I1+I2)} \cdot \frac{A0(\alpha\,\%)}{\alpha^2} + 1}$

Avec :

$\boldsymbol{a_n}$ **:** Coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}$ Si $n \leq 11$

$a_n = 1$ Si $n > 11$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A1} + \frac{1}{A2}}$$

$\mathbf{I_i}$: Moment d'inertie des trumeaux.

Ai : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

α = w.H0 (Coefficient des monolithismes des voiles).

H0 : hauteur totale du refend.

$W^2 = \frac{3\,i\,I\,c}{I_0 m\, a^3 H}$ Voile à un seul fil d'ouverture.

$W^2 = \frac{G}{3IH}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$ Voile à une deux d'ouvertures.

H : hauteur d'étage.

A0 (α, ξ) : est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

$$\mathbf{A_0}(\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\xi}) = \left(\frac{2}{3} + \frac{2 - a^2}{a^3} - \frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{a^2 ch\,\alpha}\right)\frac{20}{11} \quad Si\ \xi = 0$$

Avec : $\boldsymbol{\xi = \frac{X}{H}}$ $Si\ \ 0 < \xi < 1$.

$$\mathbf{A_0}(\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\xi}) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\,\xi + \frac{2 - a^2}{a^3 ch\,\alpha} sh\,\alpha(1 - \xi) - \frac{2ch\,\alpha\ \xi}{a^2 ch\,\alpha}$$

Remarque : si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite. Donc, le voile sera considéré comme étant plein.

1er étape : si le bâtiment est considéré comme auto-stable :

Tableau.IV.1. les données (bâtiment auto-stable)

La zone	site	Facteur de qualité	Coefficient de comportement	Facteur de l'amortissement	Groupe d'usage
III	S3	1.05	5	7	B1

Tableau.IV.2. le comportement des trois premiers

mode	Période (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Cas
1	1.33	1.16%	32.12%	43.16%	rotation autour de Z Plus Translation suivant Y
2	1.26	75.77%	0.50%	0.64%	Translation suivant X
3	0.98	0.01%	43.98%	34.38%	Translation suivant Y Plus Rotations autour de Z

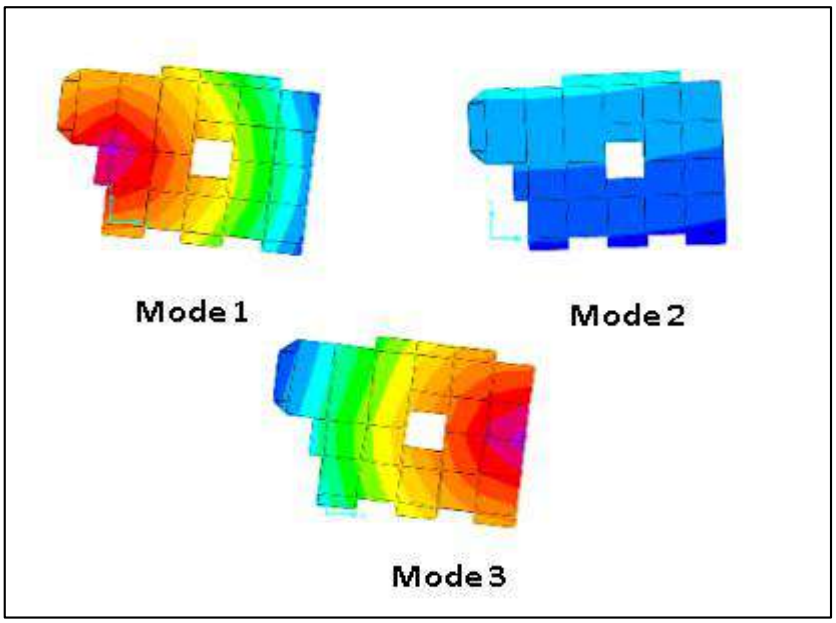


Figure. IV. 1 : le comportement des trois premiers

Remarque :

- ✓ Les résultats dans le cas auto-stable, montrent que le bâtiment est souple (la valeur de la période et le comportement modal).
- ✓ Selon la Réglementation RPA, Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide. Le dernier paragraphe est révisé comme suit

<<les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser deux(2) niveau ou huit(8) mètres en zone III>>. **[3]**

2eme étape : Le bâtiment est considéré comme ossature auto-stable contreventée par voiles :

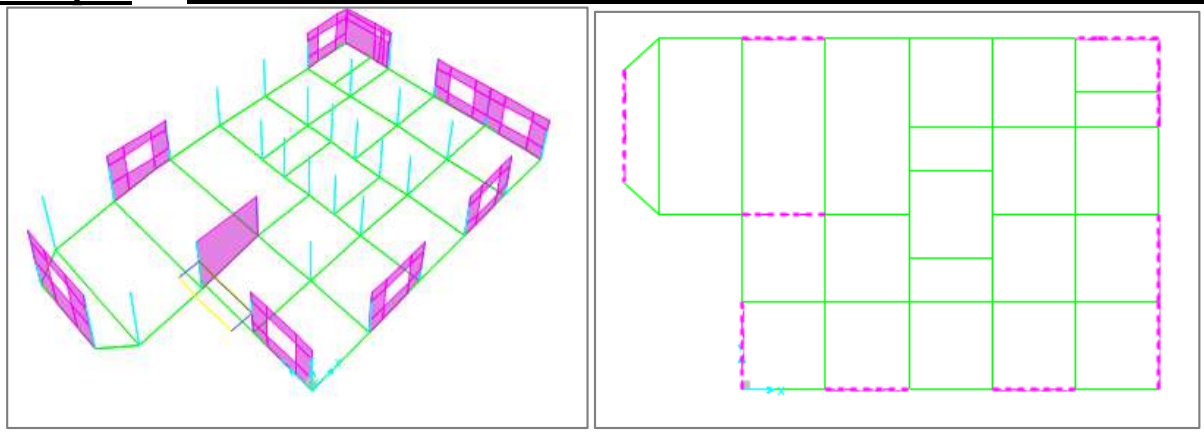


Figure. IV. 2 : Disposition des voiles

IV.2.3.Excentricité : [3]

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$E_X = |X_R - X_G|$ $E_Y = |Y_R - Y_G|$

IV.2.3.c. Effet de la torsion accidentelle :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Excentricité admissible :

On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Longueur du bâtiment = 32.05 m Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.81 m
Largeur du bâtiment = 23.10 m Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.47 m

Tableau.IV.3. Centre de masse et centre de Rigidité

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
étage	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
RDC	3.4	8855.582	10.5114	10.5318	7.9023	8.7565
1er	7.14	6957.289	10.4570	10.4944	7.1779	9.1324
2eme	10.88	6898.352	10.4564	10.4925	6.8954	9.3249
3eme	14.62	6845.041	10.4531	10.4887	6.7471	9.4377
4eme	18.36	6762.256	10.4824	10.4891	6.6723	9.5041
5eme	22.1	6562.944	10.2448	10.4761	6.6608	9.5525

Tableau.IV.4. l'excentricité totale

Excentricité				
étage	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
RDC	3.4	2.609	1.775	Ok
1er	7.14	3.279	1.362	Ok
2eme	10.88	3.561	1.168	Ok
3eme	14.62	3.706	1.051	Ok
4eme	18.36	3.810	0.985	Ok
5eme	22.1	3.584	0.924	Ok

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre structure, la hauteur est 22.10 m ne dépassant pas les 30 m, La configuration d'un bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage B1, Ht=22.10 m <17 m) donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse << SAP 2000 version 19 >>

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale : [3]

IV.3.2.1.Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure (déplacement en tête max).

IV.3.2.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur SAP2000 est le modèle de nœud maitre basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, Groupe d'usage B1) A = 0.30

b. facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\%$ avec Remplissage dense

c. coefficient de comportement R :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques(Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide) R=3.5.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité de l'effort horizontal
- Justification du coefficient de comportement R [RPA 99 version 2003]

On doit vérifier le type de notre système à partir de résultats obtenus par le logiciel sap2000 qui sont données ci-après selon le tableau,

Tableau.IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X

niveau		Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Etage	niveau	Poids Nz	Nz/poteau	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
RDC	22.1	9630.414	6615.894	3014.520	2809.842	988.840	1821.002
1er	18.36	20058.332	13943.112	6115.220	4590.802	795.682	3795.120
2eme	14.62	31028.286	22296.799	8731.487	5969.707	1030.974	4938.733
3eme	10.88	41940.452	30447.962	11492.490	7026.611	907.157	6119.454
4eme	7.14	53601.926	40111.210	13490.716	7832.962	845.477	6987.485
5eme	3.40	53801.687	43239.837	10561.850	5828.920	2041.569	3787.351

Tableau.IV.6. Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

niveau		Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Etage	niveau	Poids Nz (%)	Nz/poteau (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
RDC	22.1	100	68.698	31.302	100	35.192	64.808
1er	18.36	100	69.513	30.487	100	17.332	82.668
2eme	14.62	100	71.860	28.140	100	17.270	82.730
3eme	10.88	100	72.598	27.402	100	12.910	87.090
4eme	7.14	100	74.832	25.168	100	10.794	89.206
5eme	3.40	100	80.369	19.631	100	35.025	64.975

Tableau.IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

niveau		Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Etage	niveau	Poids Nz	Nz/poteau	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
RDC	22.1	8522.268	6615.894	1906.374	2381.146	728.859	1652.287
1er	18.36	17726.430	13943.112	3783.318	3611.619	614.804	2996.815
2eme	14.62	27718.783	22296.799	5421.984	4870.807	854.658	4016.149
3eme	10.88	37119.660	30447.962	6671.698	4962.181	798.790	4163.391
4eme	7.14	47936.411	40111.210	7825.201	5716.744	817.590	4899.154
5eme	3.40	51090.258	43239.837	7850.421	5222.270	1090.610	4131.660

Tableau.IV.8. Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

Etage		Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Etage	niveau	Poids Nz (%)	Nz/poteau (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
RDC	22.1	100	77.631	22.369	100	30.610	69.390
1er	18.36	100	78.657	21.343	100	17.023	82.977
2eme	14.62	100	80.439	19.561	100	17.547	82.453
3eme	10.88	100	82.027	17.973	100	16.098	83.902
4eme	7.14	100	83.676	16.324	100	14.302	85.698
5eme	3.40	100	84.634	15.366	100	20.884	79.116

NB. D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, donc ils reprennent la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

d. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $1 + \sum Pq$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.9. détermination du facteur de qualité

Pq				
Critère "q"	Observé	N/Observé	Qx	Qy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan.	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan.	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0.1	0	0

- En récapitulant les résultats on trouve : Q_x = 1.05 et Qy=1.05

e. Période caractéristique :

T1=0.15s ; T2= 0.5s pour un site 3.

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification du comportement modal de la structure
- .Vérification de la participation massique (dissipation énergétique)
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements

Résistance des éléments :

- Vérification de l'effort normal réduit
- Vérification des contraintes de cisaillement
- Vérification de l'effet P-Δ

IV.4.1 Vérification de comportement modal de la structure :

Tableau.IV.10. le comportement des trois premiers modes

mode	Période (s)	U_X (%)	U_Y (%)	R_Z (%)	Cas
1	0.441	65.89%	0.15%	0.28%	Translation suivant X
2	0.384	0.04%	62.53%	6.26%	Translation suivant Y
3	0.252	0.44%	5.89%	61.20%	Rotations autour de Z

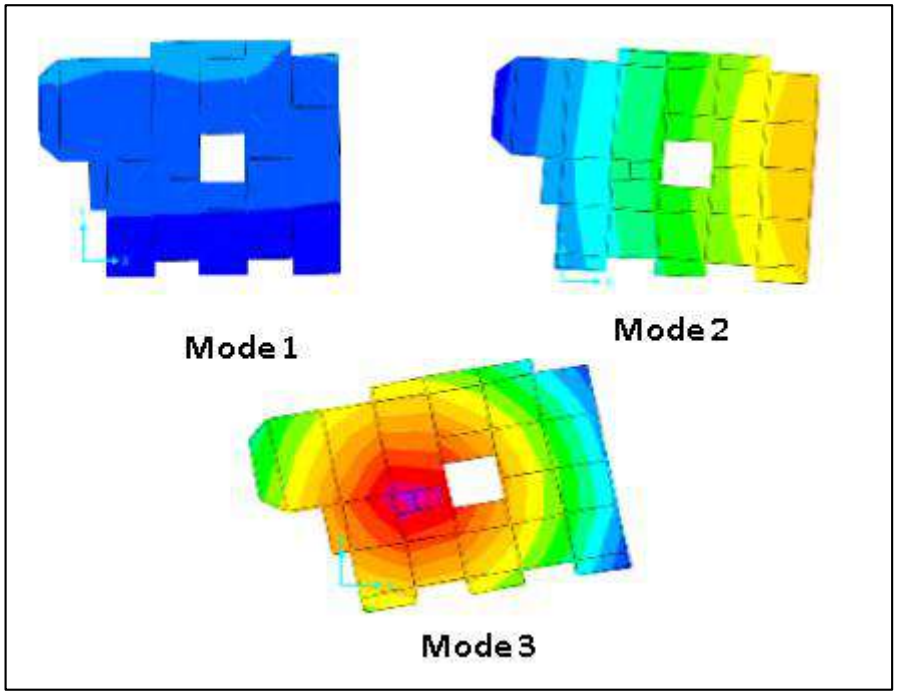


Figure. IV. 3 : le comportement des trois premiers modes

IV.4.2. Vérification de la participation massique : [3]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure**.**
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction.

Tableau.IV.10. le comportement des trois premiers modes

Mode	Périodes (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens X	Sens-Y	Sens Z
17	2.21	89.90 %	90.49%	87.72%
23	2.62	89.95%	90.58%	90.00%
38	3.57	90.02%	90.66%	90.26%

D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de Participation massique n'atteint les 90 % qu'après le 38eme mode.

IV.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente Vs pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale Vs doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0.4\ s\ (site\ S2)$

Tableau.IV.11. calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W\ (KN)$	$V_{sX}(KN)$	$V_{sY}(KN)$
0.3	2.131	1.91	3.5	1.05	1.05	51820.33	9938.621	8907.915

Tableau.IV.12. vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	Vs (KN)	Ed (KN)	coefficient	Ed/Vs	$E_d > 0.80Vs$	coefficient	Ed (KN)	$E_d > 0.80Vs$
X	9938.621	7637.736	1.00	0.768	CNV	1.10	8401.516	CV
Y	8907.915	7712.345	1.00	0.866	CV	1.00	7712.345	CV

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{I=1}^{n} h_i F_{IY}$ $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} hiF_{IX}$

Avec :

Fix, Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité est égal à : $M_{Sx} = \sum X_G . W_i$ $M_{Sy} = \sum Y_G . W_i$

  Avec :

XG, YG : les coordonnées du centre de gravité de la structure
Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

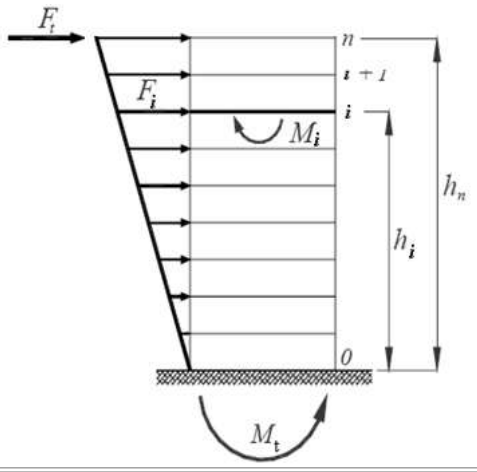


Figure. IV .4. Les forces agissant sur la stabilité au renversement

- Ensuite, il faut vérifier que $\frac{M_S}{M_r} \ge 1.5$

Tableau.IV.13. Vérification de la stabilité

	$M_R\ (kN.m)$	$M_S\ (kN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$
X	118985.96	541125.762	4.547	Oui
Y	128796.15	538211.61	4.178	Oui

La valeur 4.547 selon X et la valeur 4.178 selon Y marquent la différence des efforts avec le rapport 1.5.Docn la condition est vérifié ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :$\delta_K = R\delta_{eK}$

δ_K : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.
R : coefficient de comportement.
Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$
Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\delta_K \leq \delta_{adm} = 0.01h_e$

Avec : h_e: la hauteur de l'étage k

Tableau.IV.14. Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveaux (m)	$\delta_{KX}(cm)$	$R.\delta_{KX}(cm)$	$\Delta_{KX}(cm)$	$0.01h_e(cm)$	vérification
22.1	1.78	6.23	1.29	3.74	Vérifiée
18.36	1.41	4.94	1.33	3.74	Vérifiée
14.62	1.03	3.61	1.26	3.74	vérifiée
10.88	0.67	2.35	1.09	3.74	Vérifiée
7.14	0.36	1.26	0.84	3.74	Vérifiée
3.4	0.12	0.42	0.42	3.4	Vérifiée

Tableau.IV.15. Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveaux (m)	$\delta_{KY}(cm)$	$R.\delta_{KY}(cm)$	$\Delta_{KY}(cm)$	$0.01h_e(cm)$	vérification
22.1	1.72	6.02	1.19	3.74	Vérifiée
18.36	1.38	4.83	1.23	3.74	Vérifiée
14.62	1.03	3.61	1.16	3.74	vérifiée
10.88	0.70	2.45	1.05	3.74	Vérifiée
7.14	0.40	1.40	0.88	3.74	Vérifiée
3.4	0.15	0.53	0.53	3.4	Vérifiée

IV.4.6.Vérification au cisaillement des éléments :

Cette vérification ce fera selon le CBA dans le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

$Min\left[\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4\ MPA\right]$ $Fissuration\ trés\ préjudiciable\ ou\ \ préjudiciable$ **[1]**

$Min\left[\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPA\right]$ $Fissuration\ Peu\ nuisible.$

a- Les voiles : [3]

$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ $avec\ V = 1.4 V_{U\ calculé}$

Tableau.IV.16. Vérification au cisaillement des voiles

	B (cm)	L (cm)	T (kN)	τ (MPA)	τ adm (MPA)	vérification
suivant x	25	4.45	1620.52	2.266	5.00	vérifier
	25	4.45	1620.95	2.266	5.00	vérifier
	25	4.50	2026.74	2.802	5.00	vérifier
	25	4.50	1364.68	1.887	5.00	vérifier
	25	1.30	726.05	3.475	5.00	vérifier
suivant Y	25	4.45	2154.12	3.012	5.00	vérifier
	25	4.45	1100.47	1.539	5.00	vérifier
	25	4.45	1076.74	1.506	5.00	vérifier
	25	4.45	1257.25	1.758	5.00	vérifier
	25	6.05	2142.7	2.204	5.00	vérifier

b- Les poutres :

Tableau.IV.17. Vérification au cisaillement des poutres

section	combinaison	Fissuration	$T_u(KN)$	$\tau\ (MPA)$	$\tau_{\ adm}(MPA$	vérification
PP1 (35x70)	ELU	Peu nuisible	365.698	1.548	3.33	vérifier
PP2 (35x45)	ELU	Peu nuisible	179.652	1.208	3.33	vérifier
PS (35x40)	ACC	Préjudiciable	166.097	1.266	3.26	vérifier
p palier (30x40)	ACC	Peu nuisible	199.849	1.776	4.35	vérifier
CH (30x30)	ELU	Préjudiciable	41.625	0.505	2.50	vérifier
Long (30x40)	ELU	Préjudiciable	43.477	0.386	2.50	vérifier

Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les poutres.

IV.4.7.Vérification de l'effort normal réduit :

les vérifications prescrites par le C.B.A93 sont dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :$\upsilon = \frac{N_d}{B_c.F_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

υ: Effort normal réduit.

N_d: L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'air (section brute) de cette section de béton

F_{c28}: La résistance caractéristique de béton.

TableauIV.18. Vérification de l'effort normal réduit

section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm^2)	combinaison	fc28 (MPA)	υ (MPA)	0.3	vérification
pot 55x55	55	55	1818.81	280900	G+Q+Edx	25	0.259	0.3	vérifier
pot 55x55	55	55	1710.69	280900	G+Q+Edy	25	0.244	0.3	vérifier
pot 50x70	50	70	1188.03	326400	G+Q+Edx	25	0.146	0.3	vérifier
pot 50x70	50	70	1605.38	326400	G+Q+Edy	25	0.197	0.3	vérifier

IV.4.8. Vérification vis-à-vis de l'effet ($P-\Delta$) :

Les effets du 2° ordre (effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_K.\Delta_K}{V_K.h_K}$

P_K: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K: Hauteur de l'étage « k ».

Si$0.10 < \theta < 0.20$, les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1°ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_x}$

Si$\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.19. : Vérification de l'effet P $-$ Δ sens X-Y

Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_{KX}(cm)$	$\Delta_{KY}(cm)$	$V_{KX}(KN)$	$V_{KY}(KN)$	$h_K(cm)$	θ_{KX}	θ_{KY}	vérification
22.11	6562.940	1.29	1.19	2306.56	2117.35	374	0.0089	0.099	Vérifiée
18.36	6762.260	1.33	1.22	1974.41	1812.45	374	0.0122	0.0122	Vérifiée
14.62	6846.780	1.26	1.16	1591.87	1461.29	374	0.0145	0.0145	Vérifiée
10.88	6900.500	1.09	1.05	1193.94	1096.00	374	0.0168	0.0177	Vérifiée
7.14	6959.430	0.84	0.87	790.22	725.39	374	0.0198	0.0223	Vérifiée
3.40	8855.580	0.42	0.53	478.82	439.54	340	0.0228	0.0314	Vérifiée

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$

Conclusion : D'après les résultats de l'analyse dynamique, les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous.

Tableau.IV.20. Dimensionnement final des éléments

	Section				
étage	Poteau carrée	Poteau rectangulaire	Poutre principale 1	Poutre principale 2	Poutre secondaire
5eme	45X45	40X60	35X70	35X45	35X40
4eme	45X45	40X60			
3eme	50X50	45X65			
2eme	50X50	45X65			
1er	55X55	50X70			
RDC	55X55	50X70			

Chapitre V

Etude des éléments résistants

V.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'acier nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

V.2. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes

- Combinaisons exigées par le " CBA 93.
  - ✓ ELU : 1.35G+1.5Q
  - ✓ ELS : G+Q
- Combinaisons exigées par le " RPA 99 version2003.
  - ✓ 0.8G ± E
  - ✓ G+Q ±E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3.Ferraillage des poutres

V.3.1.Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau.V.1. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ s=400 MPa

V.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 : [3]

V.3.2.1.Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% en Zone courante.
  - ✓ 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.3.2.2.Les armatures transversales

La quantité d'armatures transversales est donnée par :$A_t = 0.003.St.b$

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- ✓ St ≤ h/2 en Zone courante.
- ✓ St ≤min (h/4 ; 12ϕl) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les Tableaux ci-dessous :

V.3.3.Ferraillage des poutres principales PP1 (35x70) et PP2 (35x45) :

Tableau.V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

section	Niveau	Positon		M_u $(KN.m)$	Combinaison	$A_{clculeé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PP1 (35x70)	terrasse	travée	intérimaire	365.39	1.35G+1.5Q	17.10	4HA16+4HA20=20.61cm2
		appui		-505.02	1.35G+1.5Q	24.70	2x4HA16+4HA20+=28.65cm2
	bureau	travée	intérimaire	398.53	1.35G+1.5Q	18.80	4HA16+4HA20=20.61cm2
		appui		-538.05	1.35G+1.5Q	26.60	2x4HA16+4HA20+=28.65cm2
	bibliothèque	travée	intérimaire	435.97	1.35G+1.5Q	20.08	4HA16+4HA20=20.61cm2
		appui		-668.02	1.35G+1.5Q	34.70	4HA20+8HA20=37.70cm2
PP2 (35x45)	terrasse	travée	intérimaire	74.71	1.35G+1.5Q	5.30	4HA14=6.16cm2
		appui		-155.05	1.35G+1.5Q	11.60	4HA14+4HA14=12.32cm2
	bureau	travée	intérimaire	77.18	1.35G+1.5Q	5.50	4HA14=6.16cm2
		appui		-150.53	G+Q+Edy	9.50	4HA14+4HA14=12.32cm2
	bibliothèque	travée	intérimaire	84.74	1.35G+1.5Q	6.00	4HA14=6.16cm2
		appui		-142.58	1.35G+1.5Q	10.60	4HA14+4HA14=12.32cm2

V.3.3.1.Vérification sections minimale des poutres principales :

Tableau.V.3. Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales

section	Niveau	Positon	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A'_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}CBA$ (cm^2)	$A_{min}RPA$ (cm^2)
PP1 (35x70)	terrasse	travée	20.61	12.57	2.45	12.75
		appui	12.57	28.65	2.45	12.75
	bureau	travée	20.61	12.57	2.45	12.75
		appui	12.57	28.65	2.45	12.75
	bibliothèque	travée	20.61	12.57	2.45	12.75
		appui	12.57	37.70	2.45	12.75
PP2 (35x45)	terrasse	travée	6.16	6.16	1.58	7.88
		appui	6.16	12.32	1.58	7.88
	bureau	travée	6.16	6.16	1.58	7.88
		appui	6.16	12.32	1.58	7.88
	bibliothèque	travée	6.16	6.16	1.58	7.88
		appui	6.16	12.32	1.58	7.88

V.3.3.2.Verification des contraintes à ELS des poutres principales : [1]

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS.

Et il faut vérifier que :

- ✓ **Béton :** la contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6F_{c28} = 15\ MPA$$

- ✓ **Acier :** on considéré que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = Min[\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{\eta.F_{tj}}] = 201.6\ MPA$$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

section	Niveau	Positon	M_{ser} $(KN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A'_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PP1 (35x70)	terrasse	travée	267.68	20.61	12.57	7.5	/	Vérifier	/
		appui	-369.80	12.57	28.65	9.5	/	Vérifier	/
	bureau	travée	287.49	20.61	12.57	8.1	/	Vérifier	/
		appui	-387.95	12.57	28.65	10.0	/	Vérifier	/
	bibliothèque	travée	311.41	20.61	12.57	7.7	/	Vérifier	/
		appui	-476.91	12.57	37.70	11.5	/	Vérifier	/
PP2 (35x45)	terrasse	travée	54.67	6.16	6.16	5.3	/	Vérifier	/
		appui	-113.48	6.16	12.32	8.8	/	Vérifier	/
	bureau	travée	55.45	6.16	6.16	5.2	/	Vérifier	/
		appui	-102.12	6.16	12.32	7.9	/	Vérifier	/
	bibliothèque	travée	60.29	6.16	6.16	5.8	/	Vérifier	/
		appui	-102.70	6.16	12.32	7.9	/	Vérifier	/

V.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales [1]

Tableau.V.5. Calcul de la contrainte $\bar{\tau}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
contrainte $\bar{\tau}$	$\bar{\tau}_{adm} = \min[0.15 f_{cj}/\gamma_b; 4MPA]$	$\bar{\tau}_{adm} = \min[0.2 f_{cj}/\gamma_b; 5MPA]$
Situation durable	2.5	3.33
Situation accidentelle	3.26	4.34

Tableau.V.6. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

section	Niveau	Positon	$V_u\,(KN)$	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP1 (35x70)	terrasse	intermédiaire	339.175	1.35G+1.5Q	1.44	3.33	Vérifier
	bureau	intermédiaire	364.584	1.35G+1.5Q	1.54	3.33	Vérifier
	bibliothèque	intermédiaire	430.82	1.35G+1.5Q	1.82	3.33	Vérifier
PP2 (35x45)	terrasse	intermédiaire	179.75	1.35G+1.5Q	1.20	3.33	Vérifier
	bureau	intermédiaire	174.13	1.35G+1.5Q	1.17	3.33	Vérifier
	bibliothèque	intermédiaire	189.17	1.35G+1.5Q	1.27	3.33	Vérifier

✓ Les poutres principales sont vérifiées vis à vis au cisaillement.

V.3.4.Ferraillage des poutres secondaires (35x40) :

Tableau.V.7. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (35x40)

section	Niveau	Positon		M_u $(KN.m)$	Combinaison	$A_{clculeé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PS (35x40)	terrasse	travée	rive	/	G+Q+Edy	/	4HA14=6.16cm2
		appui		155.60	G+Q+Edy	11.50	4HA14+4HA14=12.32cm2
	bureau	travée	rive	/	G+Q+Edy	/	4HA14=6.16cm2
		appui		160.98	G+Q+Edy	11.90	4HA14+4HA14=12.32cm2
	bibliothèque	travée	rive	/	G+Q+Edy	/	4HA12=4.52cm2
		appui		121.37	G+Q+Edy	8.70	4HA14+4HA12=10.68cm2
CH (30x30)	Tous les niveaux	travée	rive	20.04	1.35G+1.5Q	2.20	3HA12=3.39cm2
		appui		45.74	1.35G+1.5Q	5.1	3HA12+2HA12=5.65cm2

V.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (35x40) :

Tableau.V.8. Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires

section	Niveau	Positon	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A'_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}CBA$ (cm^2)	$A_{min}RPA$ (cm^2)
PS (35x40)	terrasse	travée	6.16	6.16	1.40	7.00
		appui	12.32	12.32	1.40	7.00
	bureau	travée	6.16	6.16	1.40	7.00
		appui	12.32	12.32	1.40	7.00
	bibliothèque	travée	4.52	4.52	1.40	7.00
		appui	10.68	10.68	1.40	7.00
CH (30x30)	Tous les niveaux	travée	3.39	3.39	0.9	4.5
		appui	5.65	5.65	0.9	4.5

V.3.4.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires (35x40) :

Il faut vérifier que :

- ✓ **Béton :** la contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6F_{c28} = 15\ MPA$$

- ✓ **Acier :** on considéré que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = Min[\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{\eta.F_{tj}}] = 201.6\ MPA$$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.9. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

section	Niveau	Positon	M_{ser} $(KN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_s{}'$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PS (35x40)	terrasse	travée	82.31	6.16	9.70	201.60	109.40	Vérifier	Vérifier
		appui	-50.05	12.32	4.00	119.50	48.10	Vérifier	Vérifier
	bureau	travée	90.76	6.16	10.7	201.60	120.60	Vérifier	Vérifier
		appui	-58.83	12.32	4.7	140.50	56.60	Vérifier	Vérifier
	bibliothèque	travée	82.24	4.52	11.3	201.60	123.70	Vérifier	Vérifier
		appui	-39.94	10.68	3.5	109.80	41.30	Vérifier	Vérifier
CH (30x30)	Tous les niveaux	travée	14.70	3.39	4.10	173.0	40.60	Vérifier	Vérifier
		appui	-33.15	5.65	7.10	201.6	75.20	Vérifier	Vérifier

V.3.4.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires : [1]

Tableau.V10. Calcul de la contrainte $\bar{\tau}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
contrainte $\bar{\tau}$	$\bar{\tau}_{adm} = \min[0.15 f_{cj}/\gamma_b; 4MPA]$	$\bar{\tau}_{adm} = \min[0.2 f_{cj}/\gamma_b; 5MPA]$
Situation durable	2.5	3.33
Situation accidentelle	3.26	4.34

Tableau.V11. vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

section	Niveau	Positon	$V_u\ (KN)$	Combinaison	$\tau_u\ (Mpa)$	$\overline{\tau_u}\ (Mpa)$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PS (30x40)	terrasse	rive	143.594	G+Q+Edy	1.09	3.26	Vérifier
	bureau	rive	166.45	G+Q+Edy	1.26	3.26	Vérifier
	bibliothèque	rive	117.685	G+Q+Edy	0.90	3.26	Vérifier
CH (30x30)	Tous les niveaux	rive	41.65	ELU	0.50	2.5	Vérifier

V.3.5.Calcul des armatures transversales : [3]

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent :

$$\begin{cases} A_{t\,min} \geq 0.003 \times b \times S_t \\ S_{ZN} \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right)\ Zone\ nodale \\ S_{ZC} \leq \frac{h}{2}\ Zone\ courante \end{cases}$$

Tableau.V.12. Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

		RPA99			St adopté (cm)		
section	$\tau_u(MPA)$	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	$A_{choisie}(cm^2)$
PP1 (35x70)	1.82	14.4	35	2.60	10	15	$4\emptyset8 = 2.01cm2$
PP2 (35x45)	1.27	11.25	22.5	1.77	10	15	$4\emptyset8 = 2.01cm2$
PS (35x40)	1.26	10	20	1.60	10	15	$4\emptyset8 = 2.01cm2$
CH (30x30)	0.50	7.5	15	1.01	10	15	$4\emptyset8 = 2.01cm2$

Les armatures de peau : [1]

$h \geq 70cm \rightarrow$ 2HA12 = 2.26 cm²

V.3.6.Vérification de la flèche : [1]

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K =0.80.

Tableau.V.12. Vérification Les conditions de la flèche des poutres.

Section		$1^{er} condition$			$2^{er} condition$			$3^{er} condition$		
	L(m)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP1	9.30	0.075	0.06	vérifier	0.075	0.080	no vérifié	0.018	0.010	no vérifié
PP2	5.00	0.09	0.06	vérifier	0.090	0.080	vérifier	0.005	0.010	vérifier
PS	5.00	0.08	0.06	vérifier	0.080	0.080	vérifier	0.005	0.010	vérifier
P CH	5.00	0.06	0.06	vérifier	0.06	0.08	no vérifié	0.004	0.010	vérifier

Les conditions ne sont pas vérifiées pour les poutres, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$F_{adm} = \frac{L}{500}\ SI\ L \leq 5m\ ;\ F_{adm} = 0.5cm + \frac{L}{1000}\ SI\ L > 5m$

Tableau.V.13. Vérification de la flèche des poutres.

section	Niveau	Positon	L (cm)	M_{ser} $(KN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	F_t (mm)	F_{adm} (mm)	$F_t \leq F_{adm}$
PP1 (35x70)	terrasse	travée	930	267.68	19.10	12.20	14.3	Vérifier
		appui			6.16			
	bureau	travée	930	287.49	19.10	13.10	14.3	Vérifier
		appui			6.16			
	bibliothèque	travée	930	311.41	20.61	13.70	14.3	Vérifier
		appui			6.16			
PP2 (35x45)	terrasse	travée	500	54.67	6.16	3.10	10	Vérifier
		appui			6.16			
	bureau	travée	500	55.45	6.16	3.20	10	Vérifier
		appui			6.16			
	Bibliothèque	travée	500	60.29	6.16	3.50	10	Vérifier
		appui			6.16			
PS (35x40)	Terrasse	travée	500	82.31	6.16	6.70	10	Vérifier
		appui			6.16			
	Bureau	travée	500	90.76	6.16	7.40	10	Vérifier
		appui			6.16			
	Bibliothèque	travée	500	82.24	4.52	6.60	10	Vérifier
		appui			4.52			
P CH (30x30)	Tous les niveaux	travée	500	14.70	3.39	3.00	10	Vérifier
		appui			3.39			

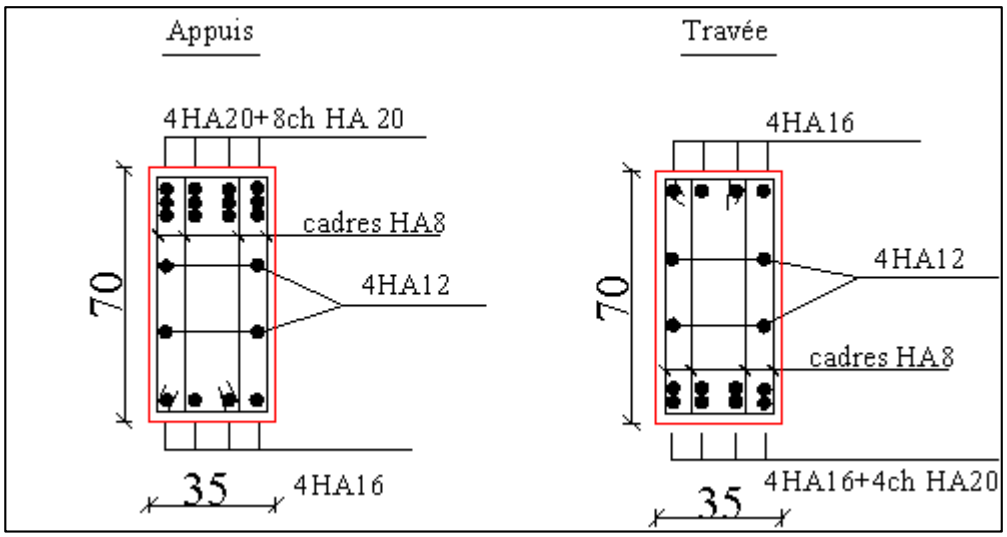


Figure.V.1. Ferraillage des poutres principales (PP1) planché bibliothèque

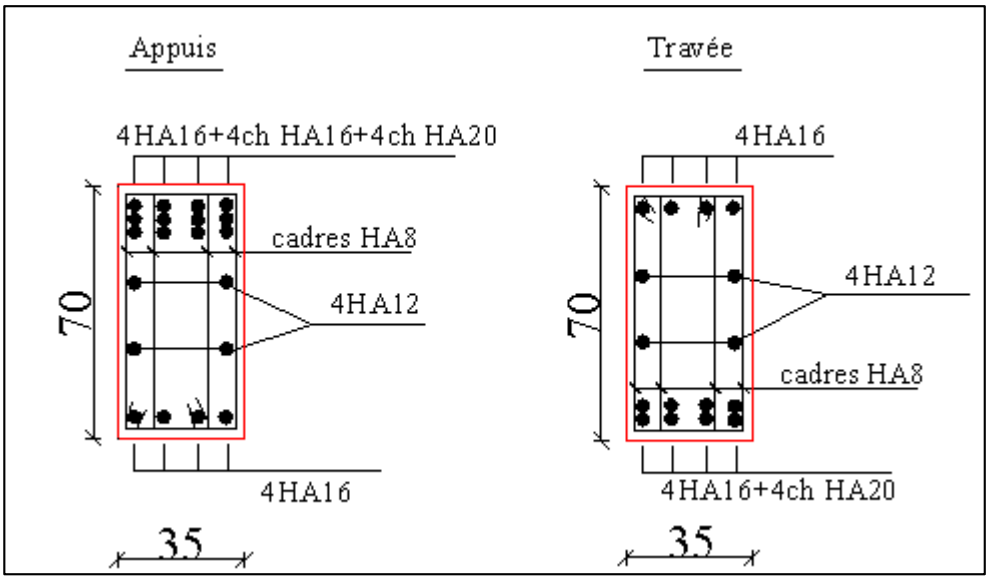


Figure.V.2. Ferraillage des poutres principales (PP1) plancher terrasse et bureau

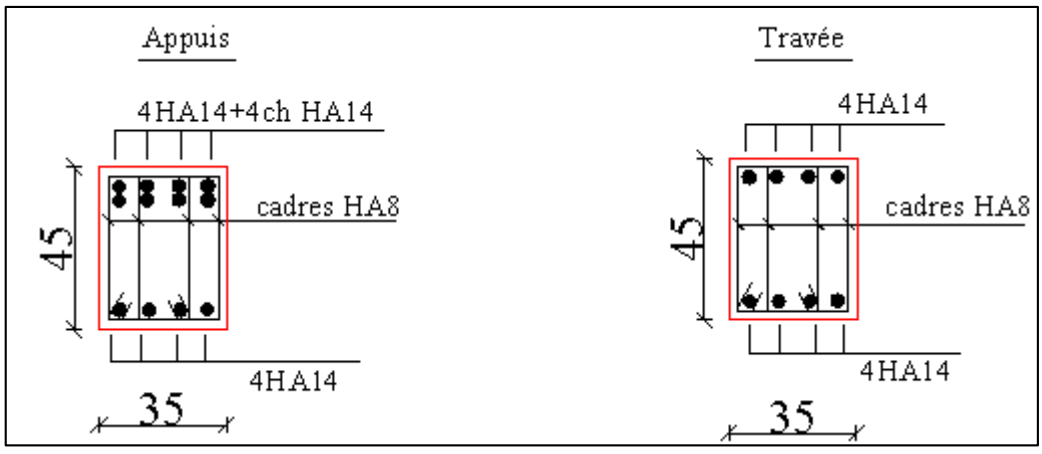


Figure.V.3. Ferraillage des poutres principales (PP2) planché bibliothèque, terrasse et bureau

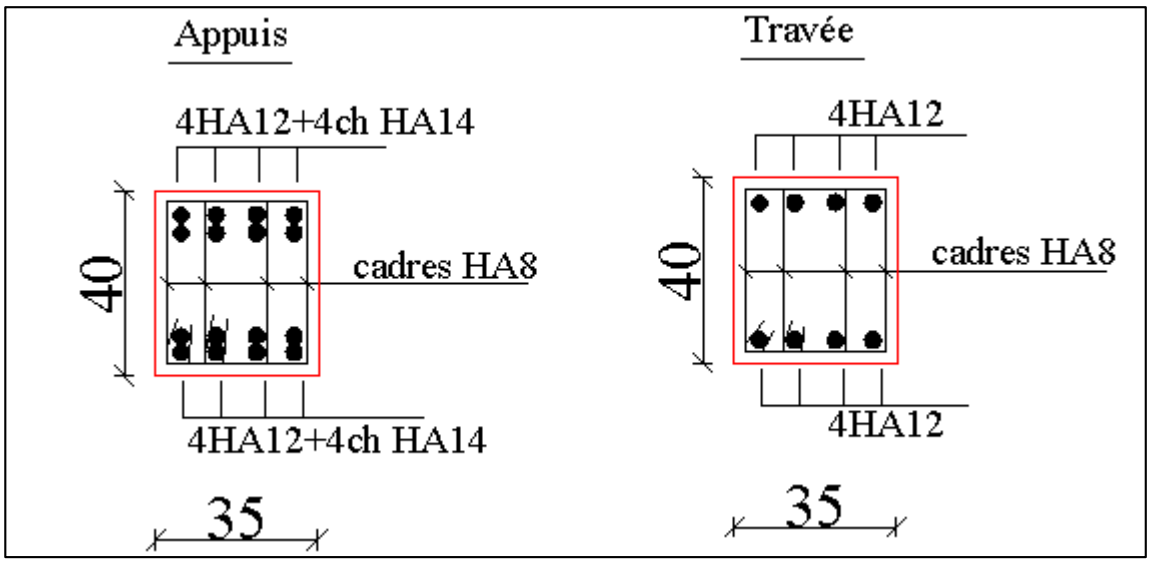


Figure.V.4. Ferraillage des poutres secondaires (PS) planché bibliothèque

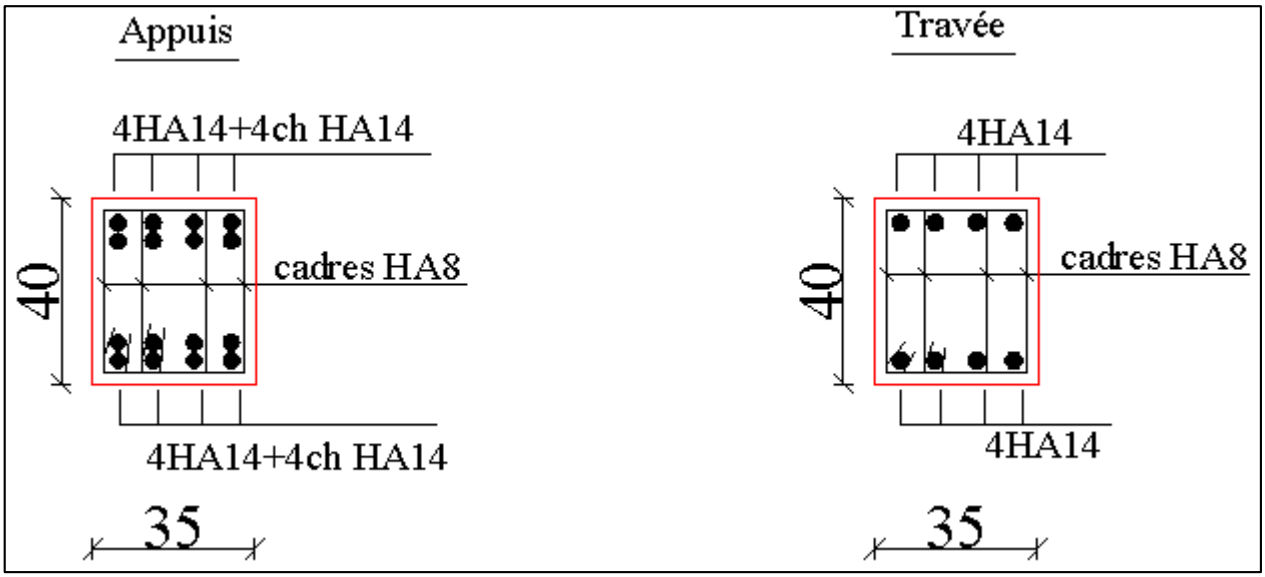


Figure.V.5. Ferraillage des poutres secondaires (PS) planché terrasse et bureau

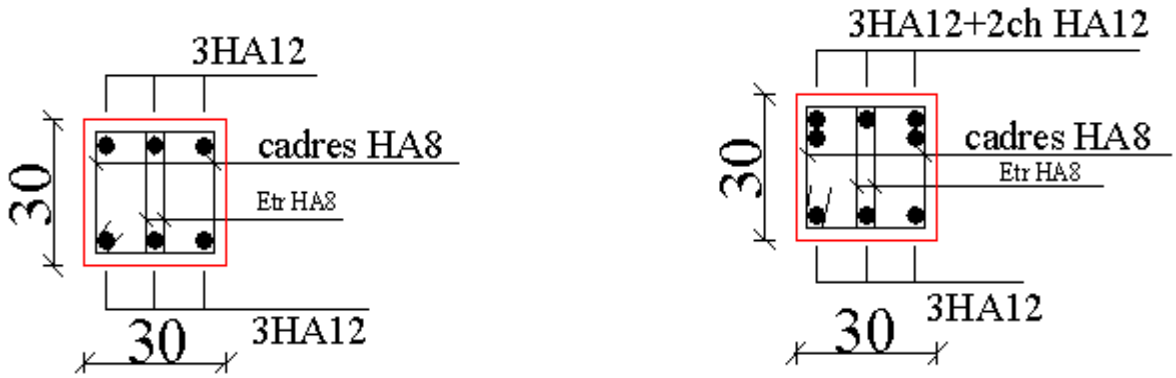


Figure.V.5. Ferraillage des poutres chinage (CH)

V.4.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et les charges horizontales.

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.4.1.1. Recommandations des règlements :

Selon le RPA 99 version 2003 [3]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

  $0.9\ \% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\ \%$ (Zone courante).

  $0.9\ \% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\ \%$ (Zone recouvrement).
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone III
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

V.4.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant

- **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}

- **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max}et son $N_{corres.}$

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}

Tableau.V.14. Ferraillage longitudinale des poteaux carrés

section	sollicitations	combinaison	N(KN)	M(KN)	$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$
POT carré 55x55	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2374.71	7.00	4.4	4.4	27.22	4HA20+ 8 HA16= 28.65cm2
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	1733.69	39.14	4.4	4.4		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+Edx	389.25	14.20	4.4	4.4		
POT carré 50x50	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1512.18	11.75	4.0	4.0	22.50	4HA16+ 8HA16= 24.13cm2
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	1083.57	46.48	4.0	4.0		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+Edx	298.88	33.70	4.0	4.0		
POT carré 45x45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	720.23	3.22	3.6	3.6	18.22	4HA16+ 8HA14= 20.36cm2
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	510.96	44.18	3.6	3.6		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+Edx	217.68	24.45	3.6	3.6		

²Tableau.V.15. Ferraillage longitudinale des poteaux rectangulaires

section	sollicitations	combinaison	N(KN)	M(KN)	$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s1}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$
POT rec. 50x70	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edy	1953.11	35.05	4.8	4.8	31.5	4HA20+ 10HA16= 32.67cm2
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	1742.64	164.38	4.8	4.8		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+Edy	219.10	53.79	4.8	4.8		
POT rec. 45x65	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edy	1262.16	32.68	4.4	4.4	26.32	4HA16+ 10HA16= 28.15cm2
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	335.63	196.84	8.0	8.0		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+Edy	62.78	38.75	4.4	4.4		
POT rec. 40x60	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edy	583.06	34.25	4.0	4.0	21.60	4HA16+ 10HA14= 23.44cm2
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	472.66	143.78	4.0	4.0		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+Edy	23.09	36.06	4.0	4.0		

V.4.2.Vérification des contraintes à ELS : [1]

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitationsM_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93. Et il faut vérifier que :

- ✓ **Béton :** la contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6F_{c28} = 15\ MPA$$

- ✓ **Acier :** on considéré que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = Min[\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{\eta.F_{tj}}] = 201.6\ MPA$$

Tableau.V.16. Vérification des contraintes à ELS

section	sollicitations	N_{ser}(KN)	M_{ser} (KN.m)	$A_s(cm^2)$	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
POT carré 55x55	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1725.39	5.08	28.65	5.50	82.02	Vérifier	Vérifier
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1254.54	27.95		4.70	69.70	Vérifier	Vérifier
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	696.89	6.38		2.30	34.90	Vérifier	Vérifier
POT carré 50x50	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1100.96	9.14	24.13	4.50	66.60	Vérifier	Vérifier
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	786.47	33.58		4.30	62.50	Vérifier	Vérifier
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	486.86	7.02		2.10	31.10	Vérifier	Vérifier
POT carré 45x45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	524.50	2.32	20.36	2.80	41.30	Vérifier	Vérifier
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	372.12	31.92		3.50	49.40	Vérifier	Vérifier
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	214.19	16.33		1.90	26.90	Vérifier	Vérifier
POT rec. 50x70	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1302.00	60.38	32.67	4.70	69.60	Vérifier	Vérifier
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1267.25	117.36		5.80	84.60	Vérifier	Vérifier
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	1252.47	110.66		5.60	82.10	Vérifier	Vérifier
POT rec. 45x65	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	798.89	111.86	28.15	5.50	79.50	Vérifier	Vérifier
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	772.07	120.05		5.70	81.30	Vérifier	Vérifier
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	763.54	116.70		5.50	79.60	Vérifier	Vérifier
POT rec. 40x60	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	368.45	99.49	23.44	6.00	83.20	Vérifier	Vérifier
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	345.00	103.51		6.30	86.40	Vérifier	Vérifier
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	345.00	103.51		6.30	86.40	Vérifier	Vérifier

V.4.3.Vérification des armatures transversales

- ❖ **selon le CBA93 [1]**

Les armatures transversale doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ et donnée par La relation :$\emptyset_t \leq \min[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l]$

$\emptyset_l$: Étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$At = nt \times at$

Avec :

nt : est le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$S_t = \frac{0.9.A_T\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3.f_{t28}.K}$ Dans les cas de flexion composée $K = 1 + 3\frac{N_u}{B.F_{c28}}$

$St \leq Min[0.9d; 40\ cm] et\ \frac{A_t.f_{et}}{b_0.S_t} \geq 0.4MPA.$

- ❖ **selon RPA99 version 2003 [3]**

$$A_t = \frac{\rho.V_u}{h_1.f_e}.St$$

ρ: Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda g = {}^{l_f}/_{a}$

$\rho = 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5$

Le RPA99 version 2003 fixe l'espacement maximal comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq 10\ cm$ en zone III
- ✓ Dans la zone courante : $t' \leq Min(b_1/2\ ;h_1/2\ ;10\emptyset_1)$ en zone III

$\emptyset_1$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversale minimale At/ (St.b1) en % est donnée comme suit :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8% si $\lambda_g \leq 3$

0.3% $< \frac{A_t}{S_t.b_1} < 0.8\%$ Si $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $\emptyset_t$ minimums.

Suffisants (cheminée > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau.V.17. Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Elément	section	$V_u(KN)$	$Zone$	$ST(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2$	$A_{t\ choisier}(cm2)$
poteaux carrés	55X55	4.64	$courant$	10	0.07	1.65	$6Ø8 = 3.02cm2$
			$Nodale$	15	0.11	2.47	$6Ø8 = 3.02cm2$
	50X50	5.94	$courant$	10	0.07	1.50	$6Ø8 = 3.02cm2$
			$Nodale$	15	0.11	2.25	$6Ø8 = 3.02cm2$
	45X45	6.53	$courant$	10	0.09	1.35	$6Ø8 = 3.02cm2$
			$Nodale$	15	0.13	2.02	$6Ø8 = 3.02cm2$
Poteaux recta	50X70	61.46	$courant$	10	0.82	1.50	$6Ø8 = 3.02cm2$
			$Nodale$	15	1.23	2.25	$6Ø8 = 3.02cm2$
	45X65	85.70	$courant$	10	0.82	1.35	$6Ø8 = 3.02cm2$
			$Nodale$	15	1.23	2.02	$6Ø8 = 3.02cm2$
	40X60	76.50	$courant$	10	0.79	1.20	$6Ø8 = 3.02cm2$
			$Nodale$	15	1.19	1.80	$6Ø8 = 3.02cm2$

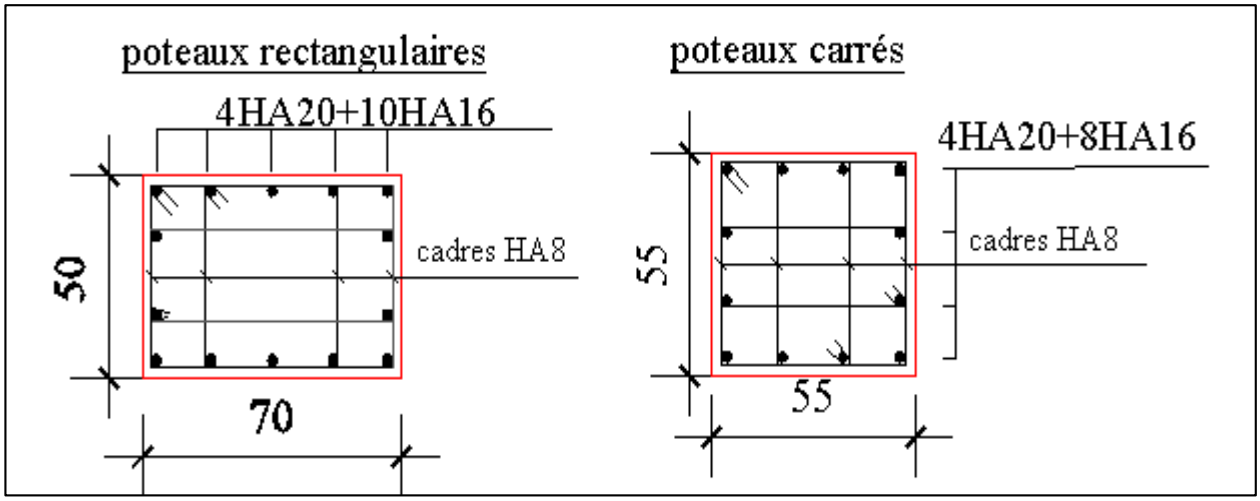


Figure.V.6. Ferraillage des poteaux (RDC, 1er étage)

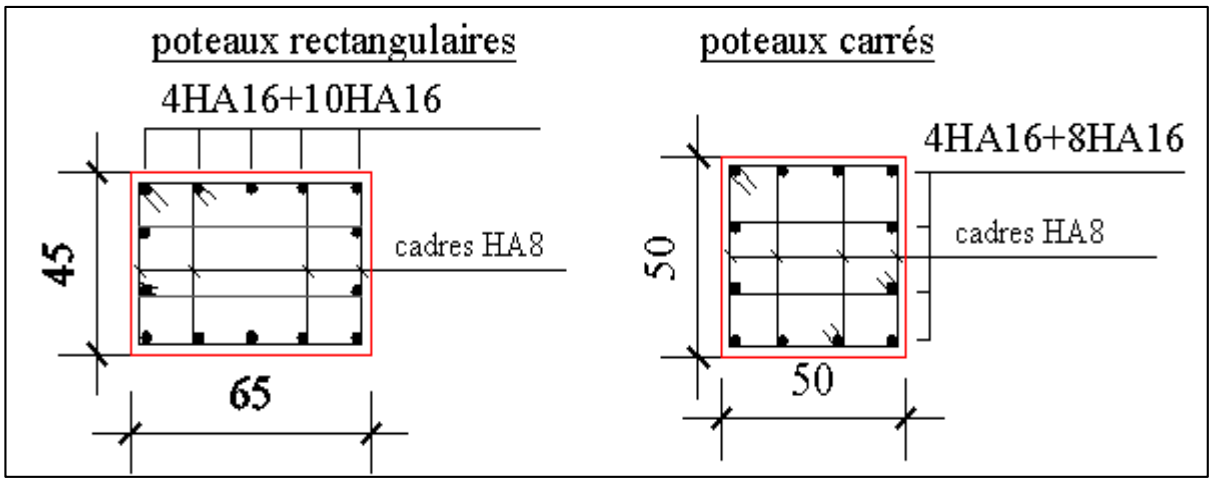


Figure.V.7. Ferraillage des poteaux (2éme et 3éme étage)

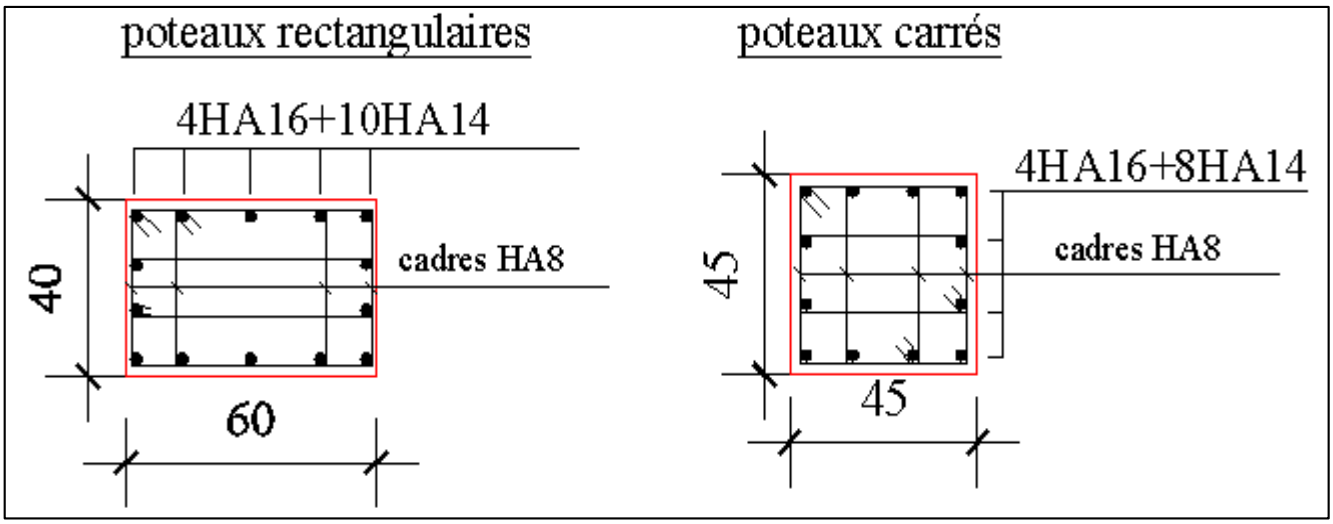


Figure.V.8. Ferraillage des poteaux (4éme et 5éme étage)

V.5.Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposée de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

V.5.1.les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales G et Q et horizontales E, les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.5.2.les voiles avec ouvertures :

- **Les trumeaux :**

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversale.

- **Les linteaux :**

Les linteaux sont calculés en flexion simple on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion
- Des aciers transversaux
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)

V.5.3.Recommandations réglementaires :

V.5.3.1Recommandation du RPA99v2003 : [3]

- **Armatures verticales :**

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.
Av =0.15%B dans la section globale du voile.
Av =0.10%B dans la section courante.
Avec :
B : section du voile.

- **Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ", et minimiser les déformations de flambement.

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$Sh \leq min\,[1.5a;\ 30cm]$$

- **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures haut adhérence de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.5.3.2Recommandation du CBA93 [1] :

- **Armatures verticales**

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :
a = l'épaisseur du voile
b = la largeur de la zone tendue.

- **Armatures horizontales :**

- **Selon CBA93 :**
  Diamètre maximale des armatures horizontales

$$\emptyset_h = min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

- **Calcule et vérification de l'espacement :**
  $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$

  $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ...

  $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}$

  D'après le BEAL 91 : $A_t = A_V/4$

- **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**
  La contrainte limites de cisaillement :
  $\tau_b \leq \bar{\tau}$
  Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4$Vu calculé $\quad \bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :
$\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.
$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

V.5.4. Recommandations pour les voiles :

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

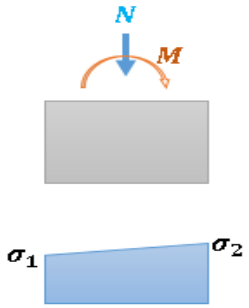
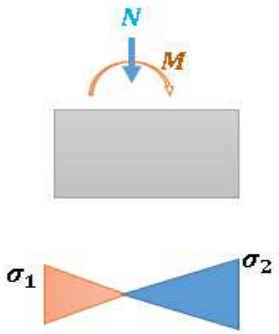
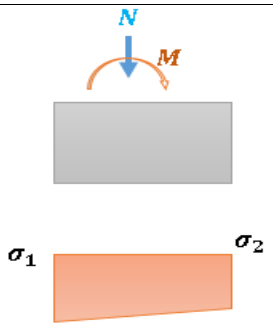
V.5.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau) :

V.5.5.1.Les armatures verticales :

Tableau.V.18. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	γ_s=1.00
$f_{c28} = 40\ Mpa$	$FeE400$	$f_{c28} = 40\ Mpa$	$FeE400$
$\sigma_b = 22.66\ Mpa$	$\sigma_s = 348\ Mpa$	$\sigma_b = 29.57 Mpa$	$\sigma_s = 400\ Mpa$

Tableau.V.19. méthode de calcul.

cas	Diagramme	Etat	Armatures Av
1er cas : $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} - 6\frac{M}{a.L^2} > 0$ $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} + 6\frac{M}{a.L^2} > 0$ $L_t = 0$ $L_c = 0$ $N_t = 0$		La section du voile est entièrement comprimée	$A_V = A_{min}$
2eme cas : $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} - 6\frac{M}{a.L^2} < 0$ $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} + 6\frac{M}{a.L^2} > 0$ $L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2}.L$ $L_c = L - L_t$ $N_t = \frac{\sigma_1.L_t.a}{2}$		La section du voile est partiellement comprimée	$A_V = {}^{N_t}/_{\sigma_s}$
3eme cas : $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} - 6\frac{M}{a.L^2} < 0$ $\sigma_1 = \frac{N}{a.L} + 6\frac{M}{a.L^2} < 0$ $L_t = L$ $L_c = 0$ $N_t = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2).L_t.a}{2}$		La section du voile est entièrement tendue	$A_V = {}^{N_t}/_{\sigma_s}$

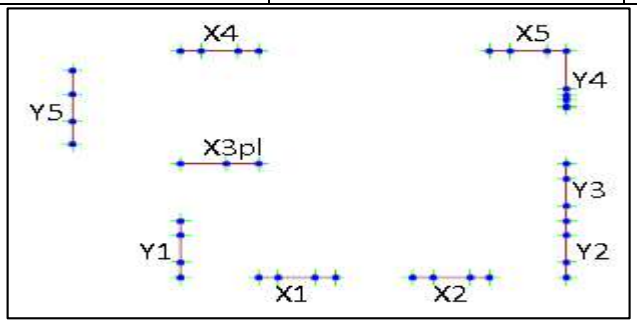


Figure.9. disposition des voiles sens X-Y

Tableau.V.20. Ferraillage verticales des voiles pleins (trumeau) d'épaisseur 25cm

étage	sens	voile	L (m)	σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	N_t (KN)	combi	A_s (cm2)	St (cm)	L_t (m)	A_{choisi} cm^2
RDC et 1er étage	X	X1	4.45	-5.99	7.99	1604.47	0.8G-Edx	40.11	10	2.14	2 x (21HA12=47.50)
		X2	4.45	-5.98	8.01	1599.70	0.8G-Edx	39.99	10	2.14	2 x (21HA12=47.50)
		X3pl	4.50	-10.05	13.93	2490.01	0.8G-Edx	62.25	10	2.10	2 x (21HA14=64.65)
		X4	4.50	-5.08	7.31	1303.00	0.8G-Edx	32.58	10	2.05	2 x (20HA12=45.24)
		X5	1.30	-8.71	1.32	1230.24	0.8G-Edx	30.76	10	1.13	2 x (11HA14=33.87)
	Y	Y1	4.45	-5.63	5.99	1704.42	0.8G-Edy	42.61	10	2.42	2 x (24HA12=54.29)
		Y2	4.45	-3.20	1.00	1523.80	0.8G-Edy	38.10	20	3.80	2 x (19HA12=42.98)
		Y3	4.45	-3.17	1.16	1451.39	0.8G-Edy	36.28	20	3.66	2 x (18HA12=40.72)
		Y4	4.45	-6.59	7.02	1993.39	0.8G-Edy	49.83	10	2.42	2 x (24HA12=54.29)
		Y5	6.05	-8.31	9.84	3096.53	0.8G-Edy	77.41	10	2.98	2 x (30HA14=92.36)
étage	sens	voile	L (m)	σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	N_t (KN)	combi	A_s (cm2)	St (cm)	L_t (m)	A_{choisi} cm^2
2éme et 3éme étage	X	X1	1.30	-6.22	2.41	731.62	0.8G-Edx	18.29	10	0.94	2 x (9HA12=20.36)
		X2	1.30	-6.22	2.57	715.80	0.8G-Edx	17.90	10	0.92	2 x (9HA12=20.36)
		X3pl	4.50	-5.38	8.22	1333.42	0.8G-Edx	33.34	10	1.98	2 x (20HA12=45.24)
		X4	1.30	-4.96	2.57	533.99	0.8G-Edx	13.35	10	0.86	2 x (9HA12=20.36)
		X5	1.30	-7.39	1.72	970.79	0.8G-Edx	24.27	10	1.10	2 x (11HA12=24.88)
	Y	Y1	1.30	-4.72	0.91	643.39	0.8G-Edy	16.08	10	1.09	2 x (11HA12=24.88)
		Y2	1.30	-4.12	0.64	539.62	0.8G-Edy	13.49	20	1.12	2 x (6HA12=13.57)
		Y3	1.30	-2.98	1.09	354.48	0.8G-Edy	8.86	20	0.95	2 x (5HA12=11.31)
		Y4	3.35	-2.52	3.31	457.62	0.8G-Edy	11.44	10	1.45	2 x (7HA12=15.83)
		Y5	2.05	-6.19	1.40	1292.64	0.8G-Edy	32.32	10	1.67	2 x (17HA12=38.45)
étage	sens	voile	L (m)	σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	N_t (KN)	combi	A_s (cm2)	St (cm)	L_t (m)	A_{choisi} cm^2
4éme et 5éme étage	X	X1	1.30	-2.83	1.98	269.54	0.8G-Edx	6.74	10	0.76	2 x (8HA10=12.57)
		X2	1.30	-2.94	2.17	275.83	0.8G-Edx	6.90	10	0.75	2 x (8HA10=12.57)
		X3pl	4.50	-1.98	3.57	444.68	0.8G-Edx	11.12	10	1.79	2 x (18HA10=28.27)
		X4	1.30	-2.26	1.94	197.91	0.8G-Edx	4.95	10	0.70	2 x (7HA10=11.00)
		X5	1.30	-3.46	1.58	385.33	0.8G-Edx	9.63	10	0.89	2 x (9HA10=14.14)
	Y	Y1	1.30	-1.92	2.01	153.93	0.8G-Edy	3.85	10	0.64	2 x (6HA10=9.42)
		Y2	1.30	-1.82	0.70	214.17	0.8G-Edy	5.35	20	0.94	2 x (5HA10=7.85)
		Y3	1.30	-2.06	1.07	218.89	0.8G-Edy	5.47	20	0.85	2 x (4HA10=6.28)
		Y4	3.35	-1.00	1.56	165.26	0.8G-Edy	4.13	10	1.31	2 x (13HA10=20.42)
		Y5	2.05	-2.90	1.47	494.20	0.8G-Edy	12.36	10	1.36	2 x (14HA10=21.99)

V.5.5.1.a Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA :

Tableau.V.21. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

étage	sens	voile	L (m)	$A_{choisi}\ (cm^2)$	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	Vérification
RDC et 1er étage	X	X1	4.45	2 x (21HA12=47.50)	16.68	10.7	Vérifiée
		X2	4.45	2 x (21HA12=47.50)	16.68	10.7	Vérifiée
		X3pl	4.50	2 x (21HA14=64.65)	16.87	10.5	Vérifiée
		X4	4.50	2 x (20HA12=45.24)	16.87	10.25	Vérifiée
		X5	1.30	2 x (11HA14=33.87)	4.87	5.65	Vérifiée
	Y	Y1	4.45	2 x (24HA12=54.29)	16.68	12.10	Vérifiée
		Y2	4.45	2 x (19HA12=42.98)	16.68	19.00	Vérifiée
		Y3	4.45	2 x (18HA12=40.72)	16.68	18.30	Vérifiée
		Y4	4.45	2 x (24HA12=54.29)	16.68	12.10	Vérifiée
		Y5	6.05	2 x (30HA14=92.36)	22.68	14.90	Vérifiée
étage	sens	voile	L (m)	$A_{choisi}\ (cm^2)$	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	Vérification
2éme et 3éme étage	X	X1	1.30	2 x (9HA12=20.36)	4.87	4.70	Vérifiée
		X2	1.30	2 x (9HA12=20.36)	4.87	4.60	Vérifiée
		X3pl	4.50	2 x (20HA12=45.24)	16.87	9.90	Vérifiée
		X4	1.30	2 x (9HA12=20.36)	4.87	4.30	Vérifiée
		X5	1.30	2 x (11HA12=24.88)	4.87	5.50	Vérifiée
	Y	Y1	1.30	2 x (11HA12=24.88)	4.87	5.45	Vérifiée
		Y2	1.30	2 x (6HA12=13.57)	4.87	5.60	Vérifiée
		Y3	1.30	2 x (5HA12=11.31)	4.87	4.75	Vérifiée
		Y4	3.35	2 x (7HA12=15.83)	12.65	7.25	Vérifiée
		Y5	2.05	2 x (17HA12=38.45)	7.68	8.35	Vérifiée
étage	sens	voile	L (m)	$A_{choisi}\ (cm^2)$	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	Vérification
4éme et 5éme étage	X	X1	1.30	2 x (8HA10=12.57)	4.87	3.80	Vérifiée
		X2	1.30	2 x (8HA10=12.57)	4.87	3.75	Vérifiée
		X3pl	4.50	2 x (18HA10=28.27)	16.87	8.95	Vérifiée
		X4	1.30	2 x (7HA10=11.00)	4.87	3.50	Vérifiée
		X5	1.30	2 x (9HA10=14.14)	4.87	4.45	Vérifiée
	Y	Y1	1.30	2 x (6HA10=9.42)	4.87	3.20	Vérifiée
		Y2	1.30	2 x (5HA10=7.85)	4.87	4.70	Vérifiée
		Y3	1.30	2 x (4HA10=6.28)	4.87	4.25	Vérifiée
		Y4	3.35	2 x (13HA10=20.42)	12.65	6.55	Vérifiée
		Y5	2.05	2 x (14HA10=21.99)	7.68	6.80	Vérifiée

V.5.5.1.b Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux ;

Tableau.V.22. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

étage	sens	voile	L (m)	T (KN)	$\tau_b(MPA)$	$\bar{\tau_b}(MPA)$	H (cm)	St (cm)	$A_{choisi}\ cm^2$
Tous les étages	X	X1	4.45	1620.52	2.266	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		X2	4.45	1620.95	2.266	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		X3pl	4.50	2026.74	2.802	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		X4	4.50	1364.68	1.887	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		X5	1.30	726.05	3.475	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
	Y	Y1	4.45	2154.12	3.012	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		Y2	4.45	1100.47	1.539	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		Y3	4.45	1076.74	1.506	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		Y4	4.45	1257.25	1.758	5	340	15	2x (23HA10)=36.13
		Y5	6.05	2142.7	2.204	5	460	15	2x (31HA10)=50.27

V.5.6. Ferraillage des voiles (linteaux) ;

❖ **Recommandation du RPA99v2003 :**

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4Vu$ calculé $\bar{\tau} = 0.2fc28$

b_0 : Épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : Al

Des aciers transversaux : At

Des aciers en partie courante : Ac

- **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06fc28$) RPA**

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$Al \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \implies \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau court} \end{cases}$$

a) Linteau long λ>1

On a: $St \leq At\ fe\ \frac{Z}{\bar{T}}$

St : espacement entre les armatures transversales.
At : section d'armatures transversales.
L : portée du linteau.
Z = h – 2 d'

b) Linteau court λ< 1

On doit avoir : $$St \leq \frac{A_t.f_e.L}{T+A_t.f_e}$$

T = min (V1 ; V2) avec : V1 = $\frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; V2 = 2Vu

Mci, Mcj : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On le calcul comme suit :
Mc =Al .Fe .Z avec : Z = h – 2 d'

- **Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha.f_e} \qquad \text{avec: } tg\,\alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

- Ferraillage minimal :

On a :

$Al \geq 0.15\%b.h$

$Ac \geq 0.20\%\ b.h$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06fc28 \\ 0.15\%b.h & si\ \tau b > 0.06fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\%b.s & si\ \tau b \leq 0.06fc28 \\ 0.25\%b.s & si\ \tau b > 0.06fc28 \end{cases}$$

❖ **Ferraillage des linteaux :**

- **Voile X1, X2, X4, X5, Y1, Y2, Y3, Y5**

Tableau.V.23. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τb (Mpa)	M (KN.m)	τb ≤ 0.06fc28
RDC -1èré	25	180	240	1194.74	4.13	1316.56	Traction/compression
1ère-2ème-3éme	25	214	240	1272.19	3.17	1519.48	Traction/compression
3ème-4éme-5éme	25	214	240	575.54	1.67	707.67	Traction/compression
5éme	25	114	240	185.71	1.01	367.07	Flexion simple

Tableau.V.24. Calcul des armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1èré	25.34	6.75	0.93	9.00	15	2x (4HA16+ 4HA14) =28.40	2x (4HA12) =9.05	2HA10 =1.57	2x (9HA10) =14.14
1ère-2ème-3éme	23.30	8.02	0.93	10.7	15	2x (4HA16+ 4HA14) =28.40	2x (4HA12) =9.05	2HA10 =1.57	2x (10HA10) =15.71
3ème-4éme-5éme	10.76	8.02	0.93	10.7	15	2x (4HA14) =12.32	2x (4HA12) =9.05	2HA10 =1.57	2x (10HA10) =15.71
5éme	/	8.98	0.89	/	15	/	2x (4HA12) =9.05	2HA10 =1.57	/

- **Voile Y4**

Tableau.V.25. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τb (Mpa)	M (KN.m)	$\tau b \leq 0.06 fc28$
RDC -1èré	25	314	155	633.15	1.25	264.85	Flexion simple
1ère-2ème-3éme	25	314	155	456.94	0.91	171.65	Flexion simple
3ème-4éme-5éme	25	314	155	197.70	0.39	92.93	Flexion simple

Tableau.V.26. Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1èré	/	3.00	1.09	/	10	/	2x (2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	/
1ère-2ème-3éme	/	1.94	0.78	/	10	/	2x (2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	/
3ème-4éme-5éme	/	1.05	0.34	/	10	/	2x (2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	/

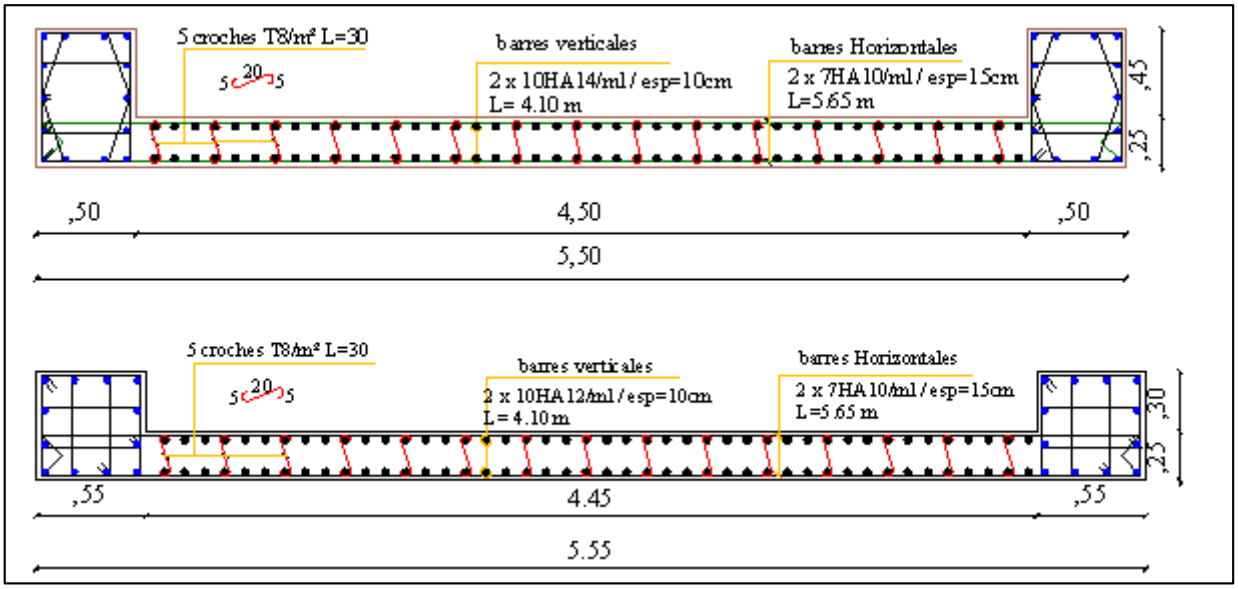


Figure.V.10. Ferraillage des Voiles

Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu le ferraillage des éléments structuraux, aussi on a déterminé et vérifie le ferraillage de tous les éléments quelle que soit les poteaux, les poutres et les voiles.

Chapitre VI

Etude D'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σsol ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

La semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

VI.2. Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles :

Les types des semelles :

- ✓ Des semelles isolées sous poteaux isolées.
- ✓ Des semelles filantes sous murs (voiles).
- ✓ Des semelles filantes sous plusieurs poteaux.
- ✓ Des radiers.

- Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
- Fondations profondes (pieux)

VI.3.Reconnaissance du lieu et du Sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les informations de sol (rapport du sol) : **[5]**

- Il s'agit d'un sol de nature argilo sableuse légèrement marneuse brunâtre a jaunâtre.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Il n' Ya pas le risque de liquéfaction dans ce site puisque une des conditions de liquéfaction n'est pas vérifiée : absence de la nappe.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.

VI.4. Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.5. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 bar** pour une profondeur d'ancrage de 2.00m.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.5. Dimensionnement des semelles isolées :

VI.5.1. Dimensionnement initial (à l'ELS)

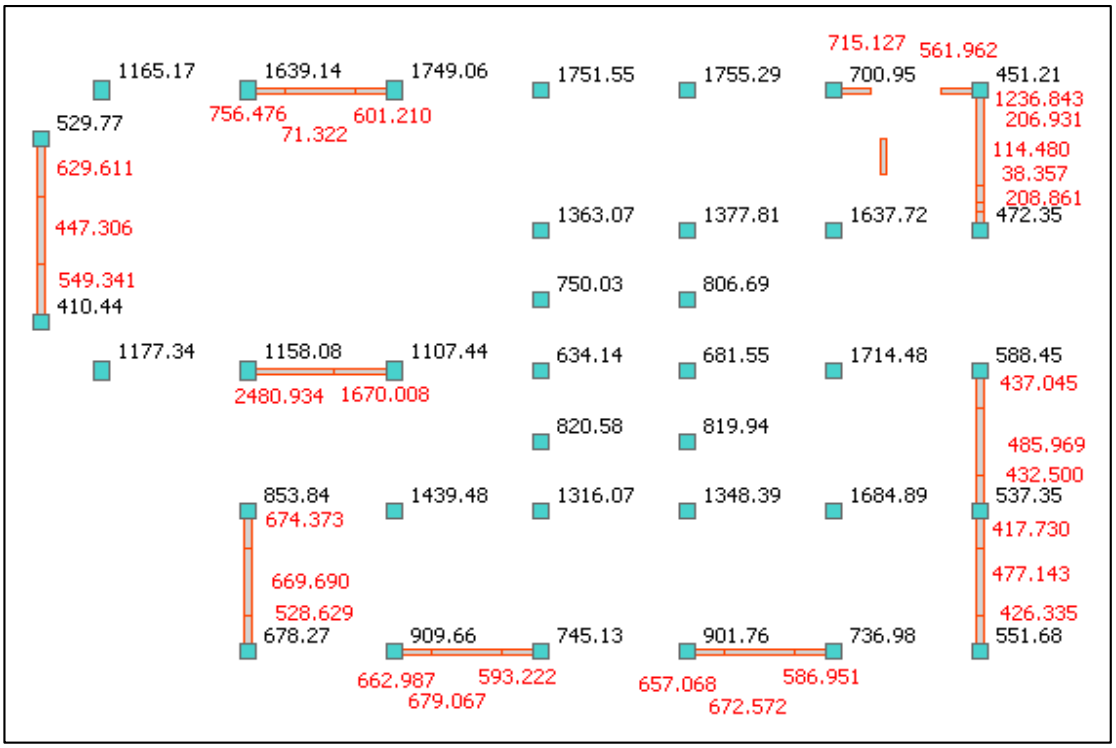


Figure.VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

Tableau.VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

poteau	Semelle	$Nser$ (KN)	6_{adop} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h (cm)	h_{adop} (cm)
55X55	S1	N<858.72	2	2.07	2.07	2.10	2.10	42	45
	S2	858.72<N≤1307		2.56	2.56	2.60	2.60	54	55
	S3	1307<N≤1755.29		2.96	2.96	3.00	3.00	64	65
50X70	S4	858.72<N≤1307		3.02	2.16	3.10	2.20	68	70
	S5	1307<N≤1755.29		3.51	2.50	3.60	2.5	81	85

VI.5.2. vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS)

$$\boldsymbol{N_{tout}} = Nser + P_{semelle} + P_{a.poteau} + P_{remblai}$$

Tableau.VI.2. Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS

poteau	Semelle	N_{tout} (KN)	6_{adop} (bar)	6_{calcul} (bar)	verification	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	6_{calcul} (bar)	verification
55X55	S1	972.18	2	2.20	No verifier	2.30	2.30	1.89	verifier
	S2	1647.31		2.21	No verifier	2.80	2.80	1.96	verifier
	S3	1981.83		2.24	No verifier	3.30	3.30	1.92	verifier
50X70	S4	1555.74		2.21	No verifier	3.30	2.50	1.89	verifier
	S5	2004.03		2.26	No verifier	3.90	2.80	1.93	verifier

VI.5.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulles de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulle beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

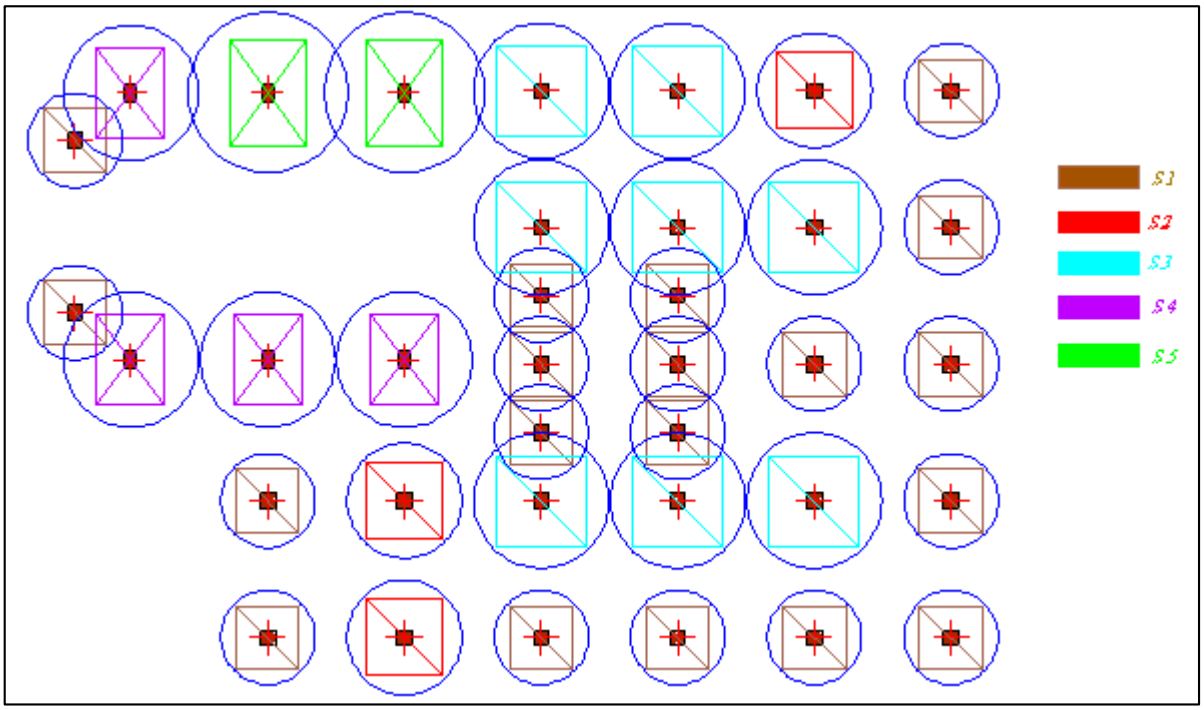


Figure.VI.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

VI.6. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes :

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \quad ; \; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau.VI.3. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N tout (KN)	$6sol$ (MPA)	B *calculé* (m)	B *adopté* (m)	h *calculé* (m)	h *adopté* (m)
SF1	22.3	5801.95	0.20	0.98	1.80	34.25	35.00
SF2	22.3	4871.94		0.80	1.80	34.25	35.00
SF3	22.3	5483.33		0.93	1.80	34.25	35.00
SF4	22.3	5652.65		0.97	1.80	34.25	35.00
SF5	22.3	4315.38		0.67	1.80	34.25	35.00
SF6	22.3	5572.12			1.80	34.25	35.00
SF7	35	9400.22		1.07	1.80	34.25	35.00
SF8	27.3	7606.55		1.12	1.80	34.25	35.00

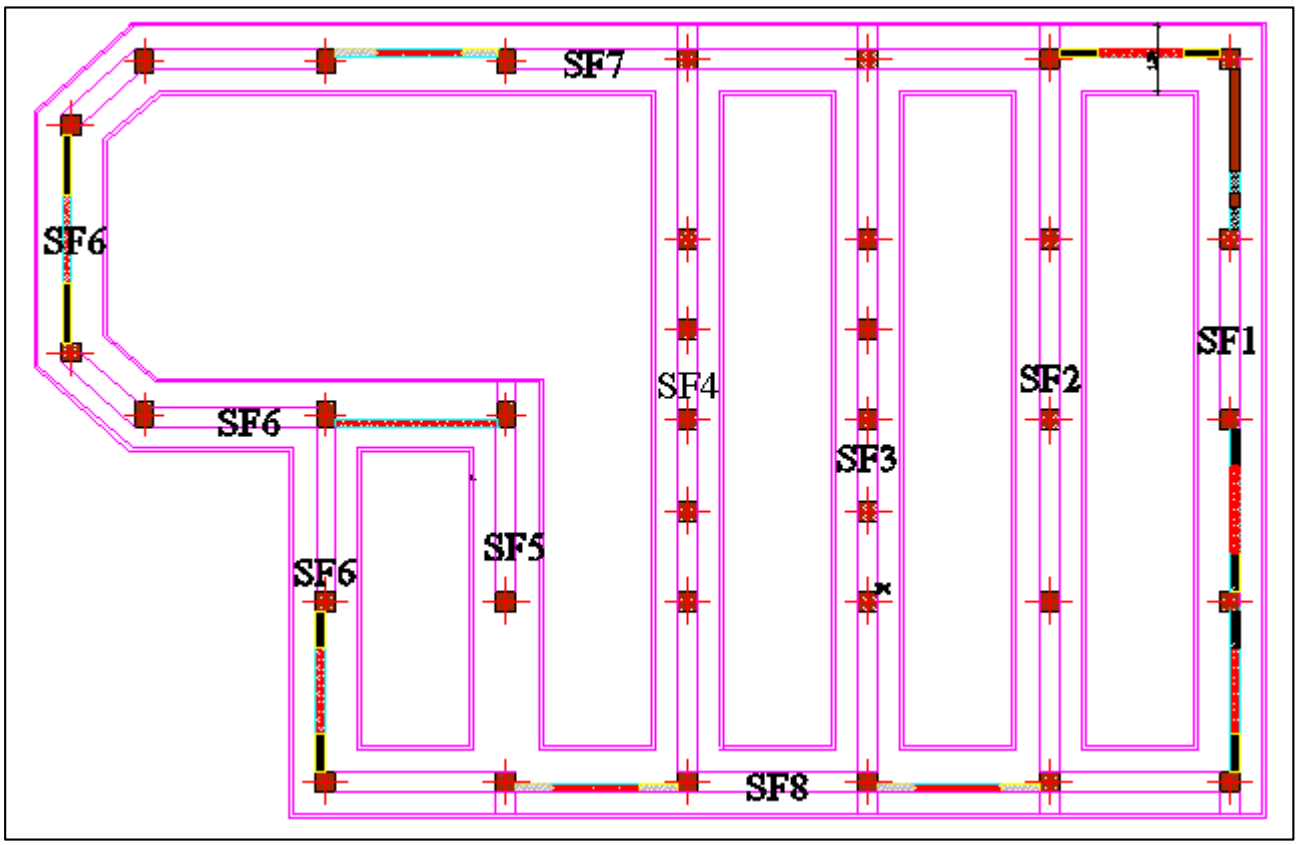


Figure.VI.3. Disposition des semelles filantes

VI.6.2. Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS)

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{a.poteau}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau.VI.4. Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	$Psemelle$ (KN)	$Premblais$ (KN)	$P\ a.poteau\ et\ voile$ (KN)	Sf (m²)	$\sigma(Mpa)$	$6sol\ (Mpa)$	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF1	22.3	351.23	917.40	151.57	40.14	0.199	0.20	Vérifier
SF2	22.3	351.23	917.40	47.27	40.14	0.176	0.20	Vérifier
SF3	22.3	351.23	903.03	66.17	40.14	0.191	0.20	Vérifier
SF4	22.3	351.23	903.03	66.17	40.14	0.186	0.20	Vérifier
SF5	22.3	351.23	924.59	37.81	40.14	0.129	0.20	Vérifier
SF6	22.3	351.23	924.59	72.58	40.14	0.159	0.20	Vérifier
SF7	35	420.00	1323.43	150.96	63.00	0.168	0.20	Vérifier
SF8	27.3	327.60	1034.07	131.30	49.14	0.174	0.20	Vérifier

VI.6.3. Vérification de chevauchement (à l'ELS).

Toujours, il faut vérifier le chevauchement entre les semelles. $\boldsymbol{l \geq \frac{B+B'}{2}}$

Tableau.VI.5. Vérification chevauchement entre les semelles Filantes

	Semelle	B (m)	B' (m)	$\frac{(B+B')}{2}$	L (m)	$L > \frac{(B+B')}{2}$
Suivant Y	SF-1→SF-2	1.80	1.80	1.80	5	Vérifiée
	SF-2→SF-3				5	Vérifiée
	SF-4→SF-5				5	Vérifiée
	SF-5→SF-6				5	Vérifiée
	SF-7→SF-8				2	Vérifiée

VI.6.4. Pré dimensionnement de la poutre libage :

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau généralement, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Leur Rôle est :

- Pour éviter le risque de poinçonnement sous l'effet de l'effort normal maximal des poteaux
- Pour rigidifier la semelle filante.

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5K.{l_{max}}^4}{E}}$$

- E : Module d'élasticité du béton $E = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$(MPA).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 0.5 mauvais sol ; K=4 sol moyen ; K=6 bon sol).
- hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau.VI.6. Pré dimensionnement de la poutre libage

	B (m)	Lmax (m)	$h_{p\ calcul}$ (m)	$h_{p\ adopte}$ (m)
Poutre de libage	0.55	5.00	0.73	0.80

Donc la section de la poutre de libage : 55x80 cm²

VI.6.5.vérification de non poinçonnement de la poutre de libage :

On doit vérifier $N_u \leq N_{limite} = \frac{0.045 \times h_t \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

μ_c: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$\mu c = 2 (a + b + 2h)$

Tableau.VI.7. Vérification au poinçonnement

N_u (KN/m^2)	h (m)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (m)	b (m)	uc (m)	N_{limite} (KN)	$N_u \leq N_{lim}$
2414.59	0.80	25	1.5	0.55	0.55	5.40	3240.00	Vérifiée

VI.6.6.calcul de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{semelle} = B.L} \times B$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{semelle} = B.L} \times B$$

Tableau.VI.8. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$Pseme$ (KN)	$Premb$ (KN)	$P\ a.pote$ $et\ voile$ (KN)	$P\ p.libag$ (KN)	L (m)	qu (KN/m)	$qser$ (KN/ m)
PL1	8291.23	5801.95	351.23	855.51	170.47	0.76	22.3	371.80	260.18
PL2	7464.24	4871.94	351.23	869.12	47.27	3.64	22.3	334.72	218.47
PL3	7970.19	5483.33	351.23	855.51	66.17	3.64	22.3	357.41	245.89
PL4	8434.37	5652.65	351.23	903.03	66.17	3.64	22.3	378.22	253.48
PL5	5851.93	4315.38	351.23	875.93	37.81	3.64	22.3	262.42	193.51
PL6	7132.45	5572.12	351.23	879.95	100.94	1.22	22.3	319.84	249.87
PL7	12802.21	9400.22	420.00	1201.7	150.96	4.67	35	365.78	268.58
PL8	10259.68	7606.55	327.60	927.58	131.30	3.72	27.3	375.81	278.63

VI.6.6.a.Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau.VI.9. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
PL1	-793.37	690.17	1036.86	-557.58	487.368
PL2	-720.91	633.48	939.842	-598.23	520.1211
PL3	-686.73	711.12	972.20	-474.98	493.08
PL4	-721.64	747.62	1021.25	-488.63	506.77
PL5	-796.46	549.51	923.26	-585.83	402.91
PL6	-906.03	624.90	1051.78	-700.12	482.30
PL7	-771.88	682.47	1018.99	-566.83	501.21
PL8	-788.96	708.29	1045.70	-584.88	525.04

VI.6.6.b.Vérification du cisaillement de la poutre de libage à L'ELU :

Tableau.VI.10. Vérification du cisaillement de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage	T (KN)	$\widetilde{\tau_u}(MPA)$	$\widetilde{\tau_{adm}}(MPA)$	vérification
PL1	1036.86	2.45	2.50	vérifier
PL2	939.842	2.22	2.50	vérifier
PL3	972.20	2.30	2.50	vérifier
PL4	1021.25	2.41	2.50	vérifier
PL5	923.26	2.18	2.50	vérifier
PL6	1051.78	2.48	2.50	vérifier
PL7	1018.99	2.41	2.50	vérifier
PL8	1045.70	2.47	2.50	vérifier

VI.6.6.c. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

Tableau.VI.11 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	690.17	28.10	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
	Appui	-793.37	32.70	0.00	5HA16+9HA20=38.33 cm²
PL2	Travée	633.48	25.50	0.00	5HA16+5HA20=25.76 cm²
	Appui	-720.91	29.40	0.00	5HA16+7HA20=32.04 cm²
PL3	Travée	711.12	29.00	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
	Appui	-686.73	27.90	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
PL4	Travée	747.62	30.60	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
	Appui	-721.64	29.50	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
PL5	Travée	549.51	21.90	0.00	5HA16+5HA20=25.76 cm²
	Appui	-796.46	32.01	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
PL6	Travée	624.90	25.20	0.00	5HA16+5HA20=25.76 cm²
	Appui	-906.03	38.00	0.00	5HA16+10HA20=41.47 cm²
PL7	Travée	682.47	27.70	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
	Appui	-771.88	31.70	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
PL8	Travée	708.29	28.90	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²
	Appui	-788.96	31.50	0.00	5HA16+7HA20=32.04cm²

VI.6.6.d.Calcul des armatures transversales : [3]

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour les poutres libage sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.12. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres de libage.

		CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
55x80	2.48	40	2.20	20	40	3.30	10	15	6HA8=3.02

VI.6.6.e. Vérification des contraintes à l'ELS [1] et section minimale (RPA ; CBA) :

Pour la fissuration préjudiciable :

$$[\sigma b] = 15Mpa$$

$$[\sigma s] = 201.6Mpa$$

Tableau.VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS et et section minimale

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	$A_{s'}$ (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa	A_{min} RPA	A_{min} **CBA**
PL1	Travée	487.36	32.04	10.05	8.00	201.6	107.2	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-557.58	10.05	38.33	8.70	201.6	117.10	15	201.63	22.00	4.40
PL2	Travée	520.12	25.76	10.05	9.20	201.6	121.00	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-598.23	10.05	32.04	9.90	201.6	131.50	15	201.63	22.00	4.40
PL3	Travée	493.08	32.04	10.05	8.10	201.6	108.40	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-474.98	10.05	32.04	7.80	201.6	104.40	15	201.63	22.00	4.40
PL4	Travée	506.77	32.04	10.05	8.30	201.6	111.40	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-488.63	10.05	32.04	8.10	201.6	107.40	15	201.63	22.00	4.40
PL5	Travée	402.91	25.76	10.05	7.10	201.6	93.80	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-585.83	10.05	32.04	9.70	201.6	128.80	15	201.63	22.00	4.40
PL6	Travée	482.30	25.76	10.05	8.50	201.6	112.20	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-700.12	10.05	41.47	10.7	201.6	144.20	15	201.63	22.00	4.40
PL7	Travée	501.21	32.04	10.05	8.30	201.6	110.20	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-566.83	10.05	32.04	9.30	201.6	124.60	15	201.63	22.00	4.40
PL8	Travée	525.04	32.04	10.05	8.70	201.6	115.4	15	201.63	22.00	4.40
	Appui	-584.8	10.05	32.04	9.60	201.6	128.6	15	201.63	22.00	4.40

VI.6.6.f. Vérification de la flèche à l'ELS :

Tableau.VI.14. Vérification de la flèche des poutres libages.

Poutre de Libage	Positon	L (cm)	M_{ser} $(KN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	F_t (mm)	F_{adm} (mm)	$F_t \leq F_{adm}$
PL1	travée	500	487.36	32.04	2.90	10	Vérifier
	appui			10.05			
PL2	travée	500	520.12	25.76	3.30	10	Vérifier
	appui			10.05			
PL3	travée	500	493.08	32.04	2.90	10	Vérifier
	appui			10.05			
PL4	travée	500	506.77	32.04	3.00	10	Vérifier
	appui			10.05			
PL5	travée	500	402.91	25.76	2.60	10	Vérifier
	appui			10.05			
PL6	travée	500	482.30	25.76	3.10	10	Vérifier
	appui			10.05			
PL7	travée	500	501.21	32.04	2.90	10	Vérifier
	appui			10.05			
PL8	travée	500	525.04	32.04	3.10	10	Vérifier
	appui			10.05			

VI.6.7.le calcul des semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.6.7.a.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Tableau.VI.15. Vérification l'excentricité des semelles filantes

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$(cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_2	2348.1	2.15	0.09	30	Vérifiée	10	Vérifiée
SF_3	1820.02	3.33	0.18		Vérifiée		Vérifiée
SF_4	1766.33	4.60	0.26		Vérifiée		Vérifiée
SF_5	1937.16	2.14	0.11		Vérifiée		Vérifiée
SF_7	2379.53	1.03	0.04		Vérifiée		Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles (Trapézoïdales).

- Armatures principales (Méthode des bielles) :

Tableau.VI.16. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN.m)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_2	2348.1	2.15	5.00	1.80	26.53	33HA12=37.32	7HA12=7.92	15
SF_3	1820.02	3.33	3.75		24.95	25HA12=28.27		
SF_4	1766.33	4.60	3.75		20.19	25HA12=28.27		
SF_5	1937.16	2.14	5.00		24.53	33HA12=37.32		
SF_7	2379.53	1.03	5.00		33.39	33HA12=37.32		

- Armature de repartions

$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{7.92}{4} \times 1.80 = 3.56\ cm^2$

Espacement de 15 cm

$A_{a,rep} = 9HA12 = 10.18 cm^2$

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence $\tau_s = 0.6.\varphi_s^2.f_{t28} = 0.6*1.5^2*2.1 = 2.835$ MPa.
La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset\ .\ f_e}{4\ .\ \tau_s} = \frac{1.2\ .\ 400}{4\ .\ 2{,}835} = 42.86\ cm$$

$$ls = 42.86\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45\ cm$$

Dans ce cas toute les barres doivent être prolonge jusqu'aux l'extrémité de la semelle et complètent de des ancrages courbes.

VI.6.7.b.Semelle filante (continue) sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

Tableau.VI.17. Vérification l'excentricité des semelles filantes

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_1	488.37	53.95	11.04	30	Vérifiée	10	No Vérifiée
SF_6	508.57	56.73	11.15		Vérifiée		No Vérifiée
SF_7	346.60	67.44	19.45		Vérifiée		No Vérifiée
SF_8	530.96	63.31	11.92		Vérifiée		No Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des moments (Trapézoïdales).

- Armatures principales (Méthode des moments)

Tableau.VI.18. Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des moments)

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)
SF1	488.37	53.95	11.04	1.8	7.85	7HA14=10.78
SF_6	508.57	56.73	11.15		8.19	
SF_7	346.60	67.44	19.45		6.57	
SF_8	530.96	63.31	11.92		8.70	

- Armature de repartions

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B = \frac{10.78}{4} \times 1.80 = 4.85\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = 9HA12 = 10.18 cm^2$$

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence $\tau_s = 0.6.\varphi_s^2.f_{t28} = 0.6*1.5^2*2.1 = 2.835$ MPa.
La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset\ .\ f_e}{4\ .\ \tau_s} = \frac{1.4\ .\ 400}{4\ .\ 2{,}835} = 49.38\ cm$$

$$ls = 49.38\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45\ cm$$

Dans ce cas toute les barres doivent être prolonge jusqu'aux l'extrémité de la semelle et complètent de des ancrages courbes.

VI.7.Ferraillage des longrines : [3]

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : Site S3 :25 cm x 30 cm les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x40 cm2

α=10 (zone III, S3)

- **Armatures transversales [3]** :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1) ; $\emptyset_t = \frac{\emptyset l}{3}$

VI.7.a.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

- Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KN Avec : α=10 $A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.19. Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm2)	Nu (KN)	F(KN)	$A_{\text{calculée}}$ $(cm2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	A_{MinCBA} (cm2)	A_{MinRPA} (cm2)	Vérification
30x40	2416.20	241.62	6.94	6HA14=9.23	1.20	7.20	C.V

VI.7.b.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} \quad \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\text{Mpa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau.VI.20. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm2)	Nser (KN)	F(KN)	$A_{choisie}(cm^2)$	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x40	1756.46	175.64	9.23	190.29	201.63	Vérifiée

VI.7.c.Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.21. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		RPA 99		St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	$S_{t\ min}$ (cm)	$\emptyset_t$ (cm)	S_t (cm)	$\emptyset_t$ (mm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x40	0.355	20	4.66	15	8	2HA8=1.01

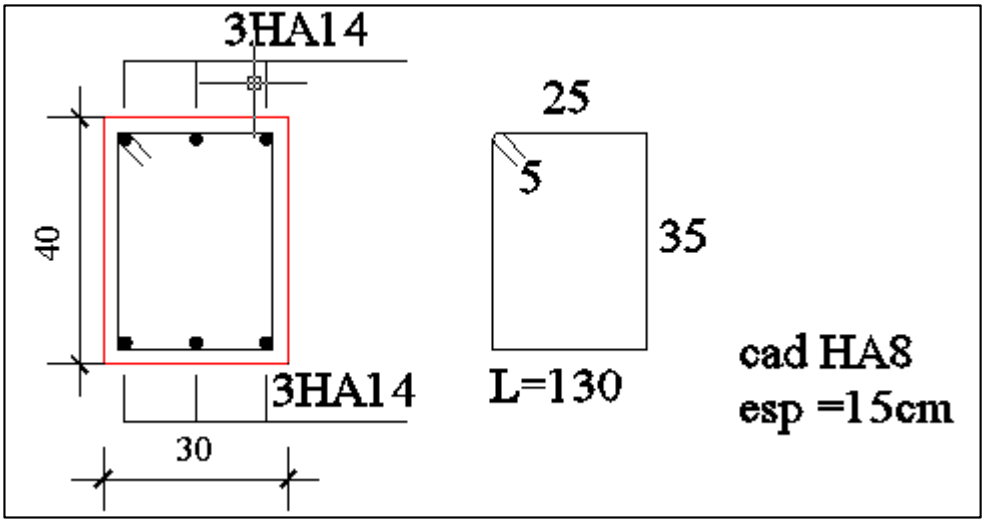


Figure.VI.4. Ferraillage des longrines.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissance acquise durant notre cycle de formation de mastère, d'approfondir nos connaissance en se basant sur les documents technique et réglementaire, on s'est astreint à l'établissement d' une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003, de mettre en application les méthode de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des bâtiments

Aussi, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudie, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien, cette ossature soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait faible dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprise en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation.

Alors, l'objectif principal de l'ingénieur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal pour réaliser une conception optimale qui satisfait aux exigences architecturale et sécuritaire.

Enfin, on a fait autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir :

la sécurité, la fonction, l'économie et l'esthétique.

- **Documents réglementaires :**

[1] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41)

[2] : Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48)

[3] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

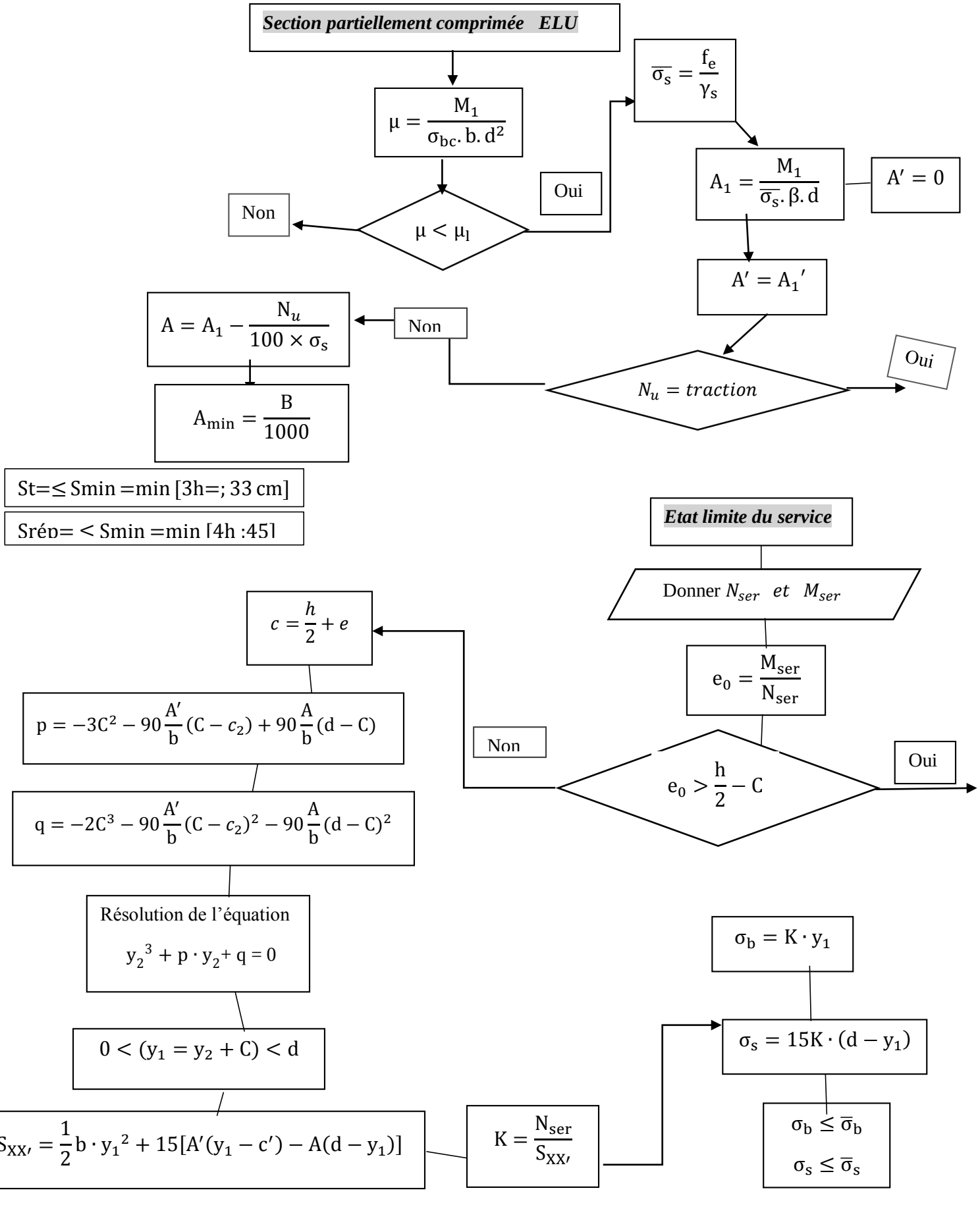
[4] : Fiche technique **fabricant des ascenseurs (OMEGA ELEVATOR)**

[5] : Rapport du sol

- **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures << SAP2000 >>.
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD.

Flexion composée (section partiellement comprimée ELU) :



La méthode forfaitaire :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ de\ rive \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ Si\ la\ travée\ est\ \text{int}ermédiaire \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Flexion simple :

1. Calcul du ferraillage :

$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\,adm}.(d - h_0/2);$

$M_u < M_0$ Etude d'une section rectangulaire L'axe neutre appartient à la table

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} ; \mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = A_1' = 0$; β = tableau.

$$A_1 = \frac{M_1}{\overline{\sigma_s}.\beta.d} ; \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Condition de non fragilité : $\mathbf{A_{min} = \frac{B}{1000}}$

2. Vérification à l'E.L.S :

$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$

$$S_{xx'} = \frac{b \times h_0}{2} - 15(d - h_{.0}) \leq 0; A' = 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure et leur position déterminée par l'équation suivante :

$y_1^2 + Dy_2 + E = 0 \ avec\ 0 \leq y \leq d$

$$D = \frac{2\times(b-b_0)\times h_0 + 30Ad}{b_0} \quad ; \quad E = \frac{2\times(b-b_0)\times h_0^2 + 30A}{b_0}$$

$$I = \frac{1}{3}\times(b \times y^3 - (b - b_0) \times (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2$$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}\times y}{I}$; $\overline{\sigma_b} = 0.6 F_{c28}$; vérifier $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

3. Calcul de la flèche :

$f_{adm} = \frac{l}{500}$ si $L \leq 5m$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{t28}} \ldots\ldots \rightarrow \beta$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0.d} \ ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A_s.d} \ ; \ \mu = 1 - \frac{1.75 * f_{c28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3*\frac{b_0}{b})\rho} ; \ \lambda_v = 2\lambda_i/5$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y_G = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{b*h+15A}.$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{by_G^3}{3} + 15A(d - y)^2 + \frac{b(h-y_G)^2}{3}.$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_i * \mu} : \quad I_{Fv} = \frac{1.1 I_0}{1+\lambda_v * \mu} ; \quad E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} ; \quad E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$F_i = \frac{M_{ser} * L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad F_v = \frac{M_{ser} * L^2}{10 E_v I_{Fv}} \quad ; \quad \Delta F = F_V - F_i$$

L'Annexe [D]du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f} \Rightarrow$ $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \ge 5m \end{cases}$

- pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times \beta \times d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$ $\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{t28}} \ldots\ldots \rightarrow \beta$

- pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $\mathrm{I}_{fv} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

Détermination de l'axe neutre :

$$\mathrm{Y_G} = \frac{\frac{\mathrm{b.h}^2}{2} + 15\mathrm{A.d}}{\mathrm{b.h} + 15} = 9.74\,\mathrm{cm}$$